

# VESIHALLITUKSEN MONISTESARJA

Nro 336

POHJAPATOJEN SUUNNITTELU



V E S I H A L L I T U K S E N   M O N I S T E S A R J A

Nro 336

POHJAPATOJEN SUUNNITTELU

VESIHALLITUKSEN  
KIRJASTO

Vesihallitus  
Helsinki 1985

Tekijät ovat vastuussa julkaisun sisällöstä, eikä siihen voida vedota vesihallituksen virallisena kannanottona.

Julkaisua saa vesihallituksen suunnittelutoimistosta.

ISBN 951-46-8424-9  
ISSN 0358-7169

Painopaikka: Vesihallituksen monistamo, Helsinki 1985.



## A L K U L A U S E

Vesipiirit ovat viime vuosina rakentaneet lukuisia pohjapatoja, joten kokemuksia on jo kertynyt, sekä hyviä että huonoja. Pohjapato rakennetaan useimmiten siksi, että maisema ja vesiluonto säilyisivät, kun uoma perataan tai pääosa vedestä johdetaan muualle. Vähävetiseksi jäävä uoma on helpon näköinen rakentamiskohde, mutta se voi olla harhaa. Entinen koski on tavallisesti vesistötyön tulvauoma, jossa virtaama saattaa hetkellisesti jopa ylittää luonnonmukaisen määrän. Toisaalta juuri se, että pato rakennetaan maisemasyistä, asettaa suuret vaatimukset rakenteen ulkonäölle. Riittävän jämerä rakenne ja huolellinen työ on lopultakin edullisin, kun vllänitokustannukset ja rakenteen ulkonäkö otetaan huomioon. Padon valmistamisen jälkeen ei rakenteen hinta enää juuri kiinnosta, tärkeää on, miltä se paikallaan näyttää ja miten se toimii ja kestää.

Vuonna 1982 inventoitiin vesipiirien viime vuosikymmeninä rakentamat pohjapadot (Vesihallituksen monistesarja nro 151/1982: Selvitys rakennetuista pohjapadoista). Selvitys kuului osana Pohjanmaan vesistöarakentamisen tutkimus- ja kehitysprojektiin ja tarkoituksena oli selvittää pohjapatojen rakentamisen syitä ja vaikutuksia sekä kartoittaa suunnittelussa esiintyneitä puutteita. Selvityksen perusteella todettiin tarpeelliseksi laatia ohjeet pohjapatojen suunnittelusta.

Nyt julkaistava pohjapatojen suunnittelua käsittelevä moniste perustuu kirjallisuudesta saatuihin tietoihin sekä kokemuksiin rakennetuista padoista. Julkaisuluonnoksesta on saatu kommentteja eri vesipiireistä ja vesihallituksesta sekä ulkopuolisilta asiantuntijoilta. Julkaisun on laatinut pääasiallisesti dipl.ins. Timo Maijala vesihallituksen suunnittelutoimistosta. Työn alkuvaiheissa on ollut mukana työryhmä, johon kuuluivat

vanh.ins. Martti Kujanpää (puheenjohtaja) ja vanh.ins. Unto Huttu Vaasan vesipiiristä, ins. Juha Kauto Oulun vesipiiristä, tekn.lis. Esko Lakso ja tstoins. Risto Kuusiniemi vesihallituksen teknillisestä tutkimustoimistosta. Maisemaa koskevat kappaleet on kirjoittanut maisema-arkkitehti Jukka Jormola vesihallituksen vesiensuojelutoimistosta. Piirroksista on huolehtinut piirtäjä Toivo Lindqvist ja tekstinkäsittelyn on suorittanut tstoapul. Vuokko Vanhanen suunnittelutoimistosta.

Kiitän kaikkia julkaisun laadintaan osallistuneita.

Vesihallituksessa, marraskuussa 1985

Vs. toimistopäällikkö

Jukka Ruohtula  
suunnittelutoimisto

## POHJAPATOJEN SUUNNITTELU

## SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	8
2.	MITOITUSPERUSTEET	11
2.1	Hydrologia	11
2.2	Hydrauliikka	11
2.21	Purkautumiskaavat	11
2.211	Teräväharjaiset pohjapadot	15
2.212	Tylppäharjaiset pohjapadot	16
2.213	Leveäharjaiset pohjapadot	20
2.214	Kiviverhoillut pohjapadot	21
2.215	Vinosti sijaitsevat pohjapadot	25
2.216	Alaveden vaikutus purkautumiseen	26
2.22	Vesikynnys ja vaimennusallas	28
2.221	Vesikynnys pohjapadon alapuolella	28
2.222	Vaimennusaltaan ja estekynnyksen mitoitus	33
2.23	Vesihallituksen tietokoneohjelmat	36
2.3	Kuormat	37
2.31	Rakenteen ja maan paino	37
2.32	Maanpaine	39
2.33	Vedenpaineet	41
2.34	Jääkuormat	45
2.35	Muut kuormat	47
2.4	Maaperän ominaisuudet	47
2.41	Painumisominaisuudet	47
2.42	Lujuusominaisuudet	59
2.43	Vedenläpäisevyys ja suotovirtaus	52
2.44	Hydraulinen murtuma ja eroosio	55
2.45	Routa	58

3.	POHJAPADON SIJOITUS	62
3.1	Paikan valintaan vaikuttavia tekijöitä	62
3.2	Pohjapadon vaikutukset vesimaisemaan	63
3.21	Vaikutuksia vesistön luonteeseen	63
3.22	Pohjapadon sijoitus ja liittäminen eri maasto-olosuhteisiin	64
3.3	Kenttätutkimukset ja maaperäselvitykset	65
4.	POHJAPATOJEN MITOITUS JA RAKENNE	68
4.1	Betonirakenteiset pohjapadot	68
4.11	Yleistä	68
4.12	Mitoitus	68
4.13	Betonirakenteisten pohjapatojen periaateratkaisuja	72
4.131	Betonirakenteinen pohjapato kalliopohjalla	72
4.132	Betonirakenteinen pohjapato maapohjalla	75
4.133	Harjan muoto	80
4.134	Liittäminen rantaluiskaan	83
4.135	Työ- ja liikuntasaumot	84
4.14	Mittapadot	86
4.15	Ilmastus pohjapadolla	89
4.16	Muotoilu maiseman kannalta	92
4.2	Maarakenteiset pohjapadot	93
4.21	Yleistä	93
4.22	Mitoitus	94
4.23	Tiivistysosan materiaalit	94
4.24	Suodattimet	95
4.25	Verhoukset	98
4.26	Maarakenteisten pohjapatojen periaate- ratkaisuja	104
4.261	Harjan muoto	112
4.262	Liittäminen rantaluiskaan	112
4.27	Luonnonmukaiset pohjapadot	112
4.3	Muita pohjapatoja	115

5.	POHJAPATOIHIN LIITTYVÄT LISÄRAKENTEET	117
5.1	Suljettavat ja avattavat aukot	117
5.2	Kalaportaat	119
5.3	Veneilylaitteet	127
6.	POHJAPATOJA KOSKEVAT SÄÄDÖKSET	131
6.1	Vesilaki ja -asetus	131
6.2	Patoturvallisuuslaki, -asetus ja -ohjeet	131
7.	YHTEENVETO	133
	KIRJALLISUUSLUETTELO	134
	LIITTEET	138

## 1. J O H D A N T O

Tässä julkaisussa käsitellään patoja, joissa tapahtuu virtausta padon harjan yli. Tällaiset padot voivat olla nimitykseltään joko pohjapatoja (alavesi harjan yläpuolella) tai ylisyyksypatoja (alavesi harjan alapuolella). Sama pato voi toimia virtaamasta riippuen joko pohjapatonä tai ylisyyksypatonä. Tässä julkaisussa käytetään vakiintuneen käytännön mukaisesti yleensä nimitystä pohjapato riippumatta siitä, mistä tyypistä on kulloinkin kyse.

Pohjapatoja on rakennettu vesistötdiden yhteydessä mm. turvaamaan määrätty alivedenkorkeus luonnonuomissa, kanavissa sekä järvien luusuoissa. Rakennetuista pohjapadoista on tehty tutkimus, joka käsittelee pohjapatojen rakentamisen syitä ja vaikutuksia (Halttunen ja Lakso 1982).

Pohjapatoja on rakennettu vesimaiseman parantamiseksi, virkistyskäytön ja vesihuollon edistämiseksi, eroosion, rantasortumien ja suppojään estämiseksi ja ilmastuksen aikaansaamiseksi.

Useimmilla tähän mennessä rakennetuilla pohjapadoilla on pyritty kunnostamaan jokimaisemaa. Maisemointitöitä on suoritettu peratuissa joissa tai allas- ja voimalaitostöiden yhteydessä syntyneissä vähävetisissä tai kaivetuissa uomissa. Pohjapatojen avulla suoritettut maisemointityöt ovat olleet suurelta osin onnistuneita, mutta kunnostustehtävissä on tapahtunut myös virheitä mm. patojen muotoilussa, materiaalien ja paikkojen valinnoissa.

Huomattava osa pohjapadoista on rakennettu virkistyskäytön edistämiseksi. Uintimahdollisuudet ovat parantuneet, mutta hyötyä on tullut myös loma-asutukselle, veneilylle ja erityis-harrastuksille kuten linnustukselle. Toisaalta veneilylle tulee myös haittaa siitä, että pohjapato katkaisee joen.

Kalastukselle tulee myös haittaa, mikäli pohjapato estää kalannousun. Tarvittaessa on pohjapadon yhteyteen suunniteltava kalaporras ja veneilyä varten omat erikoislaitteensa.

Pohjapadot ovat osoittautuneet käyttökelpoisiksi jokiuomien eroosion estämisessä alentaessaan vedennopeutta. Pohjapatojen muodostamissa suvannoissa ei eroosiota ole esiintynyt. Sen sijaan eroosio-ongelmaa on esiintynyt välittömästi padon alapuolella nopean ja pyörteisen virtauksen alueella, koska verhoilua ei ole ulotettu riittävän pitkälle. Myös padon ja rantaluiskan liittymäkohdassa on tapahtunut eroosiota, koska padon tiivisteosaa ei ole ulotettu riittävän pitkälle rantaluiskaan.

Rantatörmien sortumien estäminen pohjapadoilla perustuu siihen, että vesipinnan noustessa kevenee rantatörmän maa-massojen paino nosteen vaikutuksesta ja näin vakavuus paranee. Padotus on suunniteltava siten, ettei se aiheuta haittoja ylivirtaamien aikana.

Pohjapatoja on rakennettu myös turvaamaan kastelu- ja talousveden riittävyys muodostamalla padon avulla vesivarasto.

Kokemukset suppojään estämisestä pohjapadolla ovat vähäiset (Pyhäjoen Madetnevan pato, Kuonan täyttökanava). Suppojään estäminen pohjapadolla perustuu siihen, että vedennopeus alenee padon yläpuolisessa jokiosassa. Jääkansi muodostuu, kun vedennopeus pienenee alle 0,6 m/s (Bengtsson 1978). Em. kohteissa suppojään estämisessä on onnistuttu. Kuitenkin useimmat hyytävät jokiosuudet ovat niin pitkiä ja kaltevia, että suppo-ongelmien hoito pohjapadoilla johtaisi liian kalliisiin ratkaisuihin.

Pohjapadon vaikutuksesta veden laatu muuttuu sekä padon yläpuolisessa suvannossa että padon kohdalla. Mikäli viipymä suvannossa kasvaa useiden vuorokausien pituiseksi, saattaa siinä syntyä hapen vajausta. Veden kiintoainespitoisuus yleensä alenee. Veden alle jääneet jokirannat lisäävät ravinnekuormitusta, mikä saattaa muodostua merkittäväksi tekijäksi vähä-

vetisissä uomissa. Pohjapadon hapettava vaikutus riippuu padotuskorkeudesta ja padon muodosta. Talviolosuhteissa voi loiva-luiskainen pato saada täyden jääkannen, jolloin veden hapensaanti estyy. Mikäli veden happipitoisuuden nosto on merkittävä peruste pohjapadon rakentamiselle, täydellistä ylisyöksiä voidaan pitää parhaana ratkaisuna. Esimerkiksi Padingin ylisyöksypadolla saatiin 1 m putouskorkeutta käyttäen veden happipitoisuus kohoamaan arvosta 4 mg/l arvoon 7,7 mg/l. Padingin ylisyöksypadolla käytettiin vedenjakajia tehostamaan ilmastusta (Lakso 1981).

Järvien luusuoihin tehdyillä pohjapadoilla on nostettu järven vedenpintaa kunnostustoimenpiteenä tai tehty kokonaan uusi järvi (esim. aiemmin kuivatun paikalle) sekä estetty järven vedenpinnan aleneminen jonkin toimenpiteen takia (esim. vedenotto kalanviljelylaitoksen tarpeisiin).

Tässä julkaisussa esitetään erilaisiin maaperä- ja virtausolosuhteisiin soveltuvien pohjapatojen suunnittelu periaateratkaisuineen. Vaativat ja kalliit kohteet on kuitenkin suunniteltava erikseen ja tehtävä tarvittaessa pienoismallikokeita.



## 2. MITOITUSPERUSTEET

### 2.1 HYDROLOGIA

Pohjapadon harjan muodon, pituuden ja leveyden mitoittamiseksi tarvitaan tiedot virtaamista ja vedenkorkeuksista. Virtaamista tulee tuntea ali-, yli- ja keskivirtaama patopaikan kohdalla ja vaihtelu vuodenajoittain. Vedenkorkeuksista tulee tuntea ali-, yli- ja keskivedenkorkeus padon kohdalla ja koko padon vaikutusalueella sekä vaihtelu vuodenajoittain.

Jäätymissuhteet eli jääpeitteen paksuus, jäätten lähtö ja suppojään esiintyminen vaikuttavat myös padon mitoittamiseen. Oleellisinta jäätymissuhteissa on niiden oikea ennakointi padon rakentamisen jälkeisessä tilanteessa.

### 2.2 HYDRAULIIKKA

#### 2.21 Purkautumiskaavat

Tässä kohdassa esitetty hydraulinen mitoitus perustuu pääosin julkaisuun Vesirakentajan virtausoppi (Rinne 1945) sekä julkaisuun RIL 141 Yleinen vesitekniikka, Hydraulikka (Hosia 1982) ja Terskler i Vassdrag (Norges Hydrodynamiske Laboratorier 1982).

Täydellisessä, vapaassa ylisyoöksyssä ilman alaveden vaikutusta (kuva 1) lasketaan purkautuva vesimäärä kaavalla (1). Vapaassa ylisyoöksyssä ilma pääsee esteettä vesisuihkun alle ja tällöin paine vesisuihkun ylä- ja alapuolella on ilmanpaineen suuruinen.

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left(h + \frac{v^2}{2g}\right)^{3/2} \quad (1)$$

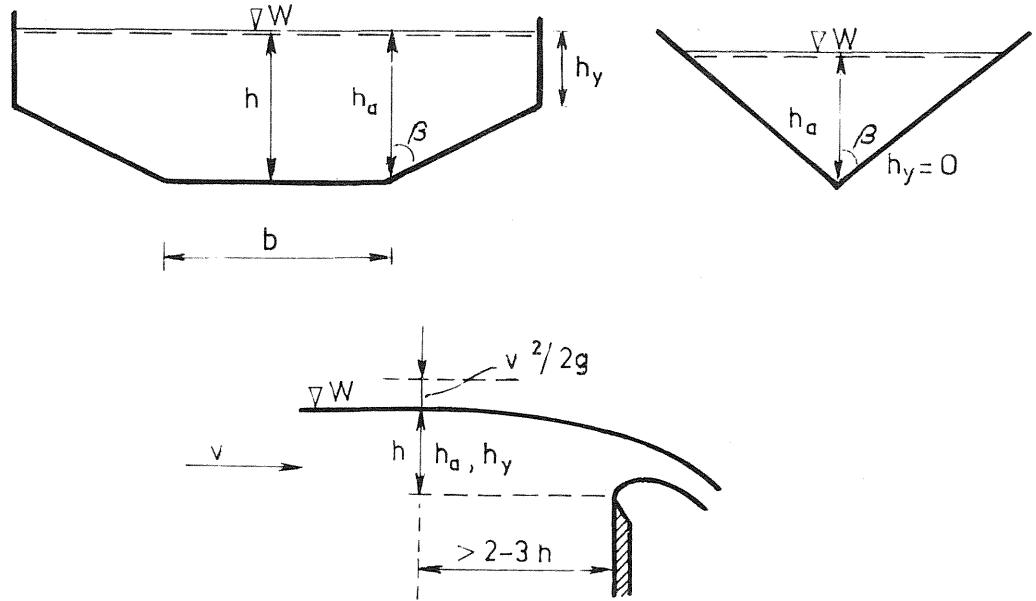
- $\mu$  purkautumiskerroin
- $b$  padon harjan pituus (m) virtauksen poikkisuunnassa
- $h$  painekorkeus (m) padon harjan tasosta lukien mitattuna vähintään etäisyydeltä 2-3 h padosta yläveden puolelle, missä vesipinta ei ole vielä laskeutunut
- $v$  virtausnopeus (m/s) ylävirran puolella ennen patoa
- $g$  maan vetovoiman kiihtyvyys ( $\text{m/s}^2$ )

Mikäli virtausnopeus padon edessä on pieni ( $v < 0,5 \text{ m/s}$ ), käytetään yleensä yksinkertaisempaa Polenin kaavaa. Vaakasuoralle ja vinolle kynnyksen osalle ovat tällöin voimassa kaavat (2) ja (3), (kuva 1). Kokonaisvirtaama kussakin tapauksessa saadaan laskemalla yhteen erilaisten vaakasuorien ja vinojen kynnyksien virtaamat. Alaveden ollessa padon harjan yläpuolella otetaan sen vaikutus huomioon alaveden vaikutuskertoimella kohdan 2.216 mukaisesti.

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (\text{vaakasuora kynnyks}) \quad (2)$$

$$Q = \frac{4}{15} \mu \tan \beta \sqrt{2g} (h_a^{5/2} - h_y^{5/2}) \quad (\text{vino kynnyks}) \quad (3)$$

- $\mu$  purkautumiskerroin
- $b$  padon harjan pituus (m) virtauksen poikkisuunnassa
- $h$  painekorkeus (m)
- $h_a$  alemman pisteen painekorkeus (m) vinossa kynnyksessä
- $h_y$  ylemmän pisteen painekorkeus (m) vinossa kynnyksessä
- $\beta$  pystysuoran ja vinon padon osan välinen kulma
- $g$  maan vetovoiman kiihtyvyys ( $\text{m/s}^2$ )

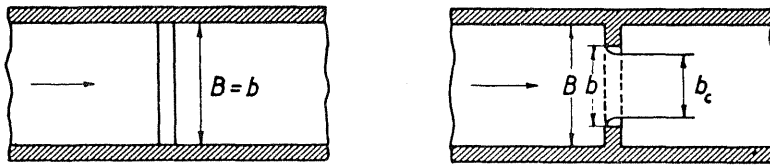


Kuva 1. Vino ja vaakasuora kynnys. Kaavojen (1), (2) ja (3) merkinnät.

Kun padon harjan pituus  $b$  on pienempi kuin tulouoman leveys  $B$  (kuva 2), otetaan ylisyöksen supistuminen sivusuunnassa huomioon siten, että padon harjan todellisen pituuden ( $b$ ) asemasta käytetään em. kaavoissa ns. tehopituutta ( $b_c$ ), mikä on harjan todellista pituutta pienempi. Kokeiden perusteella on havaittu, että tehopituus noudattaa kaavaa (4).

$$b_c = b - 0,1 \, n \left( h + \frac{v^2}{2g} \right) \quad (4)$$

- $b_c$  padon harjan tehopituus (m)  
 $b$  padon harjan todellinen pituus (m)  
 $n$  supistumakohtien lukumäärä (yksiaukkoisessa  $n = 2$ ,  
 kaksiaukkoisessa  $n = 4$  jne)

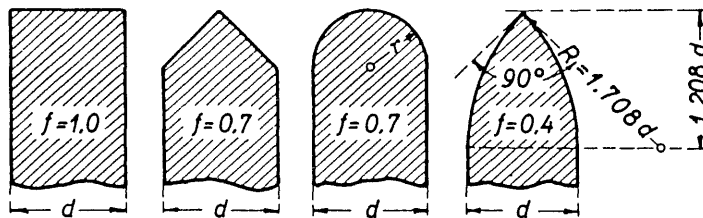


- Kuva 2. a) Padon harjan pituus  $b =$  tulouoman leveys  $B$ ; ylisyöksi ei supistu.  
 b) Harjan pituus  $b <$  tulouoman leveys  $B$ ; ylisyöksi supistuu.

Padon aukon sivujen ja välipilareiden muoto (pyöristys) vaikuttaa myös supistuman suuruuteen. Tämä huomioidaan muotokertoimella  $f$ , jolloin Francis'in mukaan tehopituus saadaan kaavasta (5).

$$b_c = b - 0,1 f n \left( h + \frac{v^2}{2g} \right) \quad (5)$$

Muotokertoimen suuruus (Creager) saadaan kuvasta 3. Kaava (5) on voimassa vain silloin, kun  $h + \frac{v^2}{2g} < b$



Kuva 3. Padon aukon sivujen ja välipilareiden muotokertoimia.

Kohdissa 2.211 - 2.215 on käsitelty erilaisten patotyyppien purkautumiskertoimia  $\mu$  sekä kohdassa 2.216 alaveden vaikutusta purkautumiseen. Purkautumiskertoimen teoreettinen maksimi on  $\mu = 0,81$ , mutta käytännössä kertoimet ovat huomattavasti pienempiä patotyyppistä riippuen.

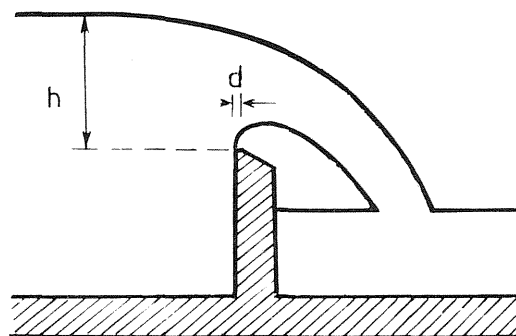
Sovellettaessa esitettyjä purkautumiskertoimien arvoja käytännön laskelmissa on huomattava, että ko. patopaikoissa virtaus saattaa olla pyörteistä, uoma poikkeaa suorakaiteen muodosta jne. Tällaiset tekijät vaikuttavat kohdissa 2.211 - 2.216 esitettyihin purkautumiskertoimien suuruuteen yleensä pienentävästi, joten em. arvoja käytetään lähinnä suuntaa-antavina. Yleensä valitaan purkautumiskerroin varmalta puolelta, jotta pysytään varmasti esim. sallitun HW:n alapuolella.

Vaativissa ja kalliissa kohteissa voidaan joutua käyttämään pienoismallikokeita pohjapadon hydraulisessa mitoituksessa. Pienoismallikokeiden suuret kustannukset kuitenkin rajoittavat niiden käyttöä.

#### 2.211 Teräväharjaiset pohjapadot

Teräväharjaisiksi (ohutseinäisiksi) pohjapadoiksi sanotaan patoja, joiden harjan leveys on  $d < \frac{1}{2} h$  (kuva 4). Tunnus-

omaista tälle tyyppille on myös se, että alaveden ollessa harjan alapuolella vesisyöksy aina irtaantuu padon harjasta.



Kuva 4. Teräväharjainen pohjapato. Ylisyöksy on vapaa eli ilmaa pääsee vesisyöksyn alle.

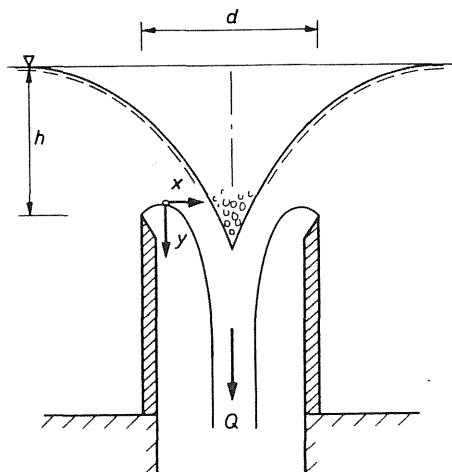
Teräväharjaisen ylisyöksyn purkautumiskerroin (kaavat 1-3) on likimäärin  $\mu = 0,65$ .

Rengasylisyyöksen (kuva 5) purkautuminen lasketaan Polenin kaavalla (2), jossa  $b = \pi d$  ( $d$  = rengasylisyyöksen halkaisija) eli

$$Q = \frac{2}{3} \mu \pi d \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (6)$$

Teräväreunaisen rengasylisyyöksen  $\mu$ -arvo lasketaan likimäärin kaavalla (7). (RIL 141 Yleinen vesitekniikka).

$$\mu = 0,544 \left(\frac{h}{d}\right)^{-0,05} \quad (7)$$



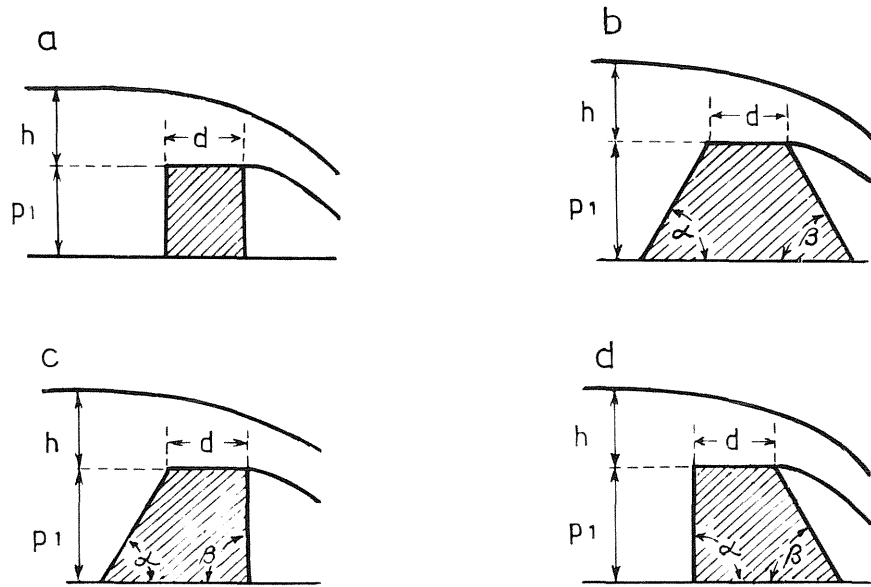
Kuva 5. Teräväreunainen rengasylisyyöksi.

Teräväharjaiset mittaustarkoituksiin käytetyt ylisyyösyypadot ja niiden purkautuminen on käsitelty kohdassa 4.14.

#### 2.212 Tylppäharjaiset pohjapadot

Tylppäharjaisiksi (paksuseinäisiksi) pohjapadoiksi sanotaan patoja, joiden harjan leveys on  $\frac{1}{2} h < d < 2 h$ .

Padon harjan muodon perusteella voidaan tylppäharjaiset padot ryhmittää särmäharjaisiin (kuva 6) tai pyöröharjaisiin (kuva 7).



$$\frac{1}{2}h < d < 2h$$

Kuva 6. Särmäharjaisia pohjapatoja, joissa poikkileikkaus on a) suorakaide tai b), c) ja d) puolisuunnikas.

Kun padon harjan poikkileikkaus on puolisuunnikas (kuvat 6 b, c, d), saadaan purkautumiskerroin  $\mu$  taulukosta 1.

Suorakaiteen muotoisen padon (kuva 6a) purkautumiskerroin voidaan arvioida myös taulukon 1 perusteella tekemättä suurtakaan virhettä.

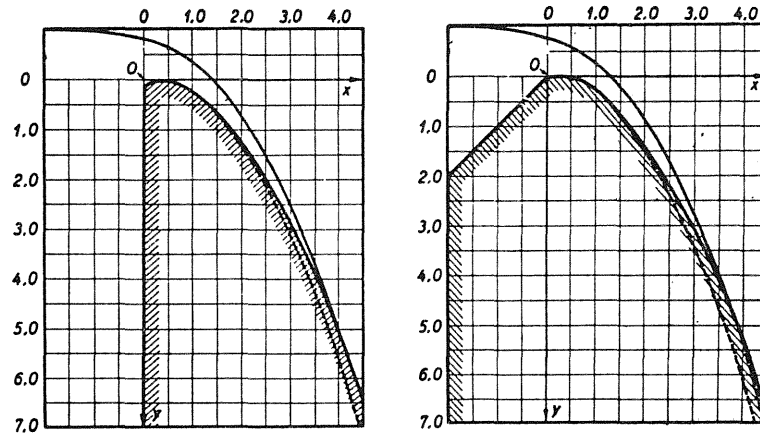
Taulukko 1. Kuvan 6 puolisuunnikkaan muotoisten patojen purkautumiskertoimet (Rinne 1945).

Padon profiili	Ylä- ja alapuoli- sen kantakulman suuruus		kuva	Purkautumiskerroin $\mu$ kun padon har- jan leveys $d$ on painekorkeuteen $h$ verrattuna		
	$\alpha$	$\beta$		$\frac{h}{d} > 2$	$\frac{h}{d} = 2-1$	$\frac{h}{d} = 1-0,5$
Korkea $\frac{P_1}{h} = 3-5$	$\geq 63^\circ$	$\geq 63^\circ$	b	0,65-0,63	0,60-0,57	0,54-0,53
Keski- korkea $\frac{P_1}{h} = 2-3$	$45^\circ$	$90^\circ$	c	0,66	0,63	0,60
	$26^\circ$	$90^\circ$	c	0,65	0,62	0,59
	$90^\circ$	$45^\circ$	d	0,63	0,60	0,57-0,56
	$90^\circ$	$26^\circ$	d	0,60	0,57	0,54-0,53
Matala $\frac{P_1}{h} = 1-2$	$18^\circ$	$90^\circ$	c	0,63	0,60	0,57
	$14^\circ$	$90^\circ$	c	0,62	0,59	0,56
	$11^\circ$	$90^\circ$	c	0,60	0,57	0,54
	$90^\circ$	$18^\circ$	d	0,59	0,56	0,53
	$90^\circ$	$11^\circ$	d	0,56	0,53	-

Pyöröharjaisen pohjapadon harja muotoillaan Creagerin koor-  
dinaattimenetelmällä siten, että se määrätyllä suunnittelu-  
vedenkorkeudella  $h_s$  noudattaa vesisuihkun alapinnan muotoa  
(kuva 7). Tällöin vesisuihku ei irtaannu padon pinnasta eikä  
muodostu tyhjiötä padon ja vesisuihkun väliin, mikä aiheut-  
taisi virtausta häiritseviä pyörreilmiöitä.

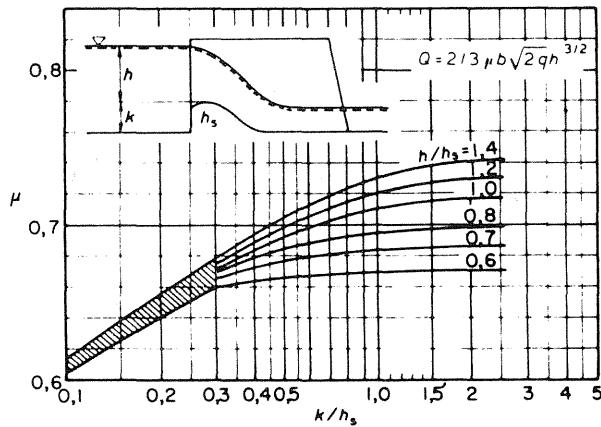
Purkautumiskerroin  $\mu$  voidaan määrittää tarkasti kullekin ve-  
denkorkeudelle suhteitten  $h/h_s$  ja  $k/h_s$  avulla (kuva 8).  
Saatuun  $\mu$ -arvoon sisältyy sivusupistumien vaikutus, mikäli  
aukko on muodoltaan sellainen, että  $b/h = 1,5-5$  ( $b$  = aukon  
leveys,  $h$  = painekorkeus). Tällaisiin virtaamiin päästään  
vain, mikäli aukkoon saapuva virtaama on suora ja säännöllii-  
nen; käytännössä saavutettavat  $\mu$ -arvot ovat keskimäärin 5 %  
pienempiä. Purkautumisen kannalta on edullista, jos käytetään  
mahdollisimman pientä suunnitteluvedenkorkeutta  $h_s$ , mutta  
kavitaatiovaaran vuoksi suurin yläveden korkeus saisi olla  
korkeintaan  $1,2 h_s$ , mikä rajoittaa  $h_s$ :n valintaa.





$y$				$y$			
$x$	Padon pinta	Ylisyöksyn		$x$	Padon pinta	Ylisyöksyn	
		ulko- pinta	sisä- pinta			ulko- pinta	sisä- pinta
0,0	0,126	— 0,831	0,126	0,0	0,043	— 0,781	0,043
0,1	0,036	— 0,803	0,036	0,1	0,010	— 0,756	0,010
0,2	0,007	— 0,772	0,007	0,2	0,000	— 0,724	0,000
0,3	0,000	— 0,740	0,000	0,3	0,005	— 0,689	0,005
0,4	0,007	— 0,702	0,007	0,4	0,023	— 0,648	0,023
0,6	0,050	— 0,620	0,063	0,6	0,090	— 0,552	0,090
0,8	0,142	— 0,511	0,153	0,8	0,189	— 0,435	0,193
1,0	0,257	— 0,380	0,267	1,0	0,321	— 0,293	0,333
1,2	0,397	— 0,219	0,410	1,2	0,480	— 0,121	0,500
1,4	0,565	— 0,030	0,580	1,4	0,665	+ 0,075	0,700
1,7	0,870	+ 0,305	0,920	1,7	0,992	0,438	1,05
2,0	1,22	0,693	1,31	2,0	1,377	0,860	1,47
2,5	1,96	1,50	2,10	2,5	2,14	1,71	2,34
3,0	2,82	2,50	3,11	3,5	3,06	2,76	3,39
3,5	3,82	3,66	4,26	3,0	4,08	4,00	4,61
4,0	4,93	5,00	5,61	4,0	5,24	5,42	6,04
4,5	6,22	6,54	7,15	4,5	6,58	7,07	7,61

Kuva 7. Creagerin koordinaatti-menetelmällä muotoiltu pyöröharjainen pohjapato. Mikäli suunnitteluvedenkorkeus  $h_s \neq 1$ , kerrotaan taulukon koordinaatit ko.  $h_s$ -arvolla (Rinne 1945).

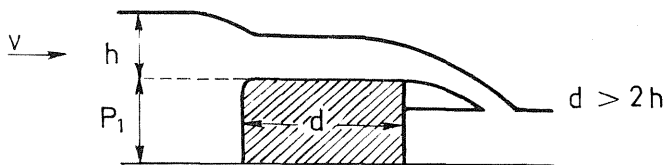


$h_s$  suunnitteluvedenkorkeus  
 $h$  painekorkeus  
 $k$  padon korkeus

Kuva 8. Creagerin koordinaattimenetelmällä muotoillun padon purkautumiskerroin  $\mu$  (RIL 141 Yleinen vesitekniikka).

#### 2.213 Leveäharjaiset pohjapadot

Leveäharjaisiksi pohjapadoiksi (laakapadoiksi) nimitetään patoja, joiden harjan leveys on  $d > 2h$  (kuva 9). Padon harja on vaakasuora.



Kuva 9. Leveäharjainen pohjapato.

Tunnusomaista leveäharjaiselle padolle on, että siinä havaitaan vedenpinnassa kaksi putousta. Ensimmäinen putous on padon yläveden puoleisen ja toinen alaveden puoleisen särmän kohdalla. Purkautumiskerroin vaihtelee välillä  $\mu = 0,48-0,57$  riippuen padon yläveden puoleisen särmän muodosta ja padon yläveden puoleisen harjakorkeuden ja painekorkeuden suhteesta (taulukko 2).

Taulukko 2. Leveäharjaisen padon purkautumiskerroin  $\mu$   
(Rinne 1945).

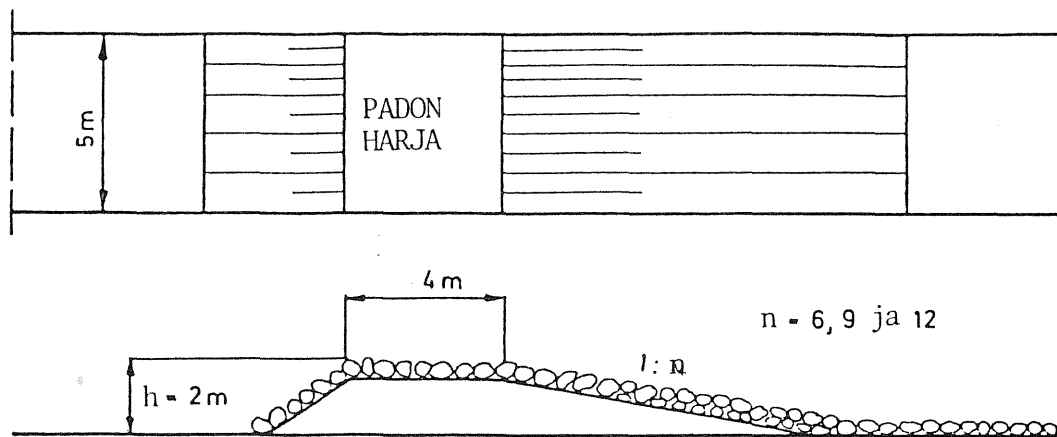
Padon ylä- veden puolei- nen	Purkautumiskerroin $\mu$			
	$\frac{p_1}{h+v^2/2g} > 1,5$	$\frac{p_1}{h+v^2/2g} = 1,5-1,0$	$\frac{p_1}{h+v^2/2g} = 1,0-0,5$	$\frac{p_1}{h+v^2/2g} < 0,5$
1. Särmä on terävä (suora- kulmainen)	0,48	0,50	0,53	0,56
2. Särmä on pyöris- tetty	0,51	0,53	0,56	0,57
3. Seinä on kalteva myötävir- taan	0,56	0,57	0,57	0,57

Mikäli pato on ylileveä ( $d > 3 h$ ) tulisi se käsitellä lyhyenä avouoman osana. Virtaama lasketaan tällöin Bernoullin yhtälöllä ja harjan kitka otetaan huomioon.

Pohjapadon mitoituksessa käytetään yleensä Polenin kaavaa huolimatta siitä, että harjan leveys on suurempi kuin  $3 h$ . Mikä virhe vedenkorkeuksien ja virtaamien laskennassa tehdään, riippuu purkautumiskertoimien arvioinnin tarkkuudesta.

#### 2.214 Kiviverhoillut pohjapadot

Norges Hydrodynamiske Laboratorier on tutkinut kiviverhoillun pohjapadon purkautumista pienoismallikokein. Purkautumiskokeet on tehty 50 cm leveässä suorakulmaisessa virtauskourussa mittakaavan ollessa 1:10 Frouden mallilain mukaisesti. Luonnonmittakaavaisen padon harjan pituus virtauksen poikkisuunnassa on 5,0 m, harjan leveys 4,0 m ja padon korkeus 2 m (kuva 10).



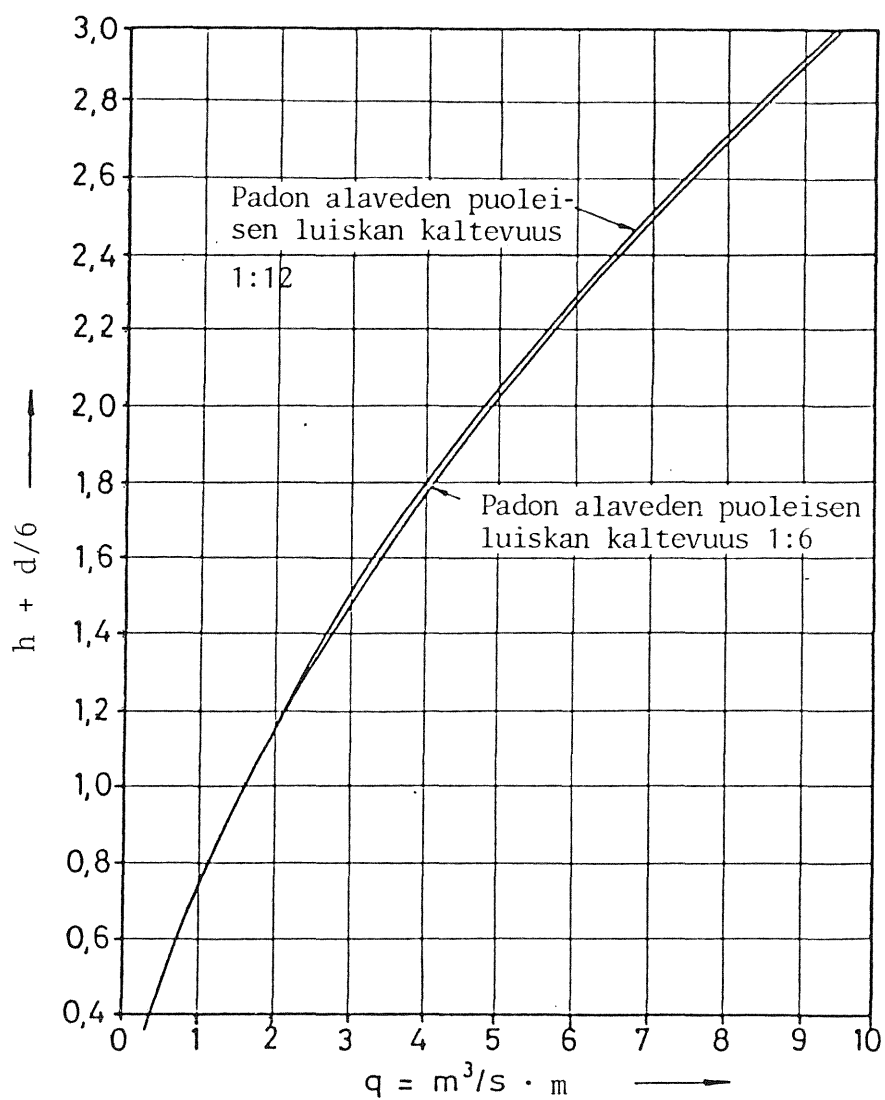
Kuva 10. Pienoismallikokein tutkitun padon mitat.

Kuvassa 11 on esitetty purkautumiskäyrät padolle, jonka harja-  
leveys on 4,0 m ja korkeus 2,0 m. Purkautuminen patometriä  
kohti noudattaa kaavaa (8), jossa Polenin kaavaan verrattuna  
paine korkeuteen on lisätty termi  $d/6$ , joka ottaa huomioon  
harjan kivien välistä tapahtuvan virtauksen (kuva 12).

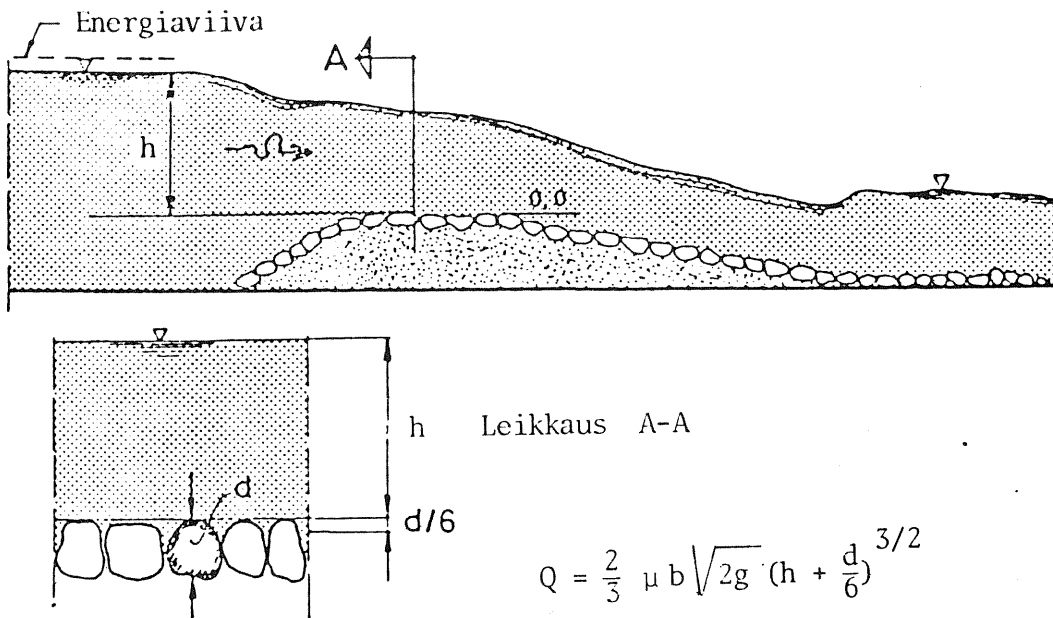
$$q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \left(h + \frac{d}{6}\right)^{3/2} \quad (8)$$

- $q$  virtaama patometriä kohti ( $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ )  
 $\mu$  purkautumiskerroin  
 $g$  maan vetovoiman kiihtyvyys ( $\text{m}/\text{s}^2$ )  
 $h$  painekorkeus (m)  
 $d$  harjan verhoilukiven halkaisija (m)

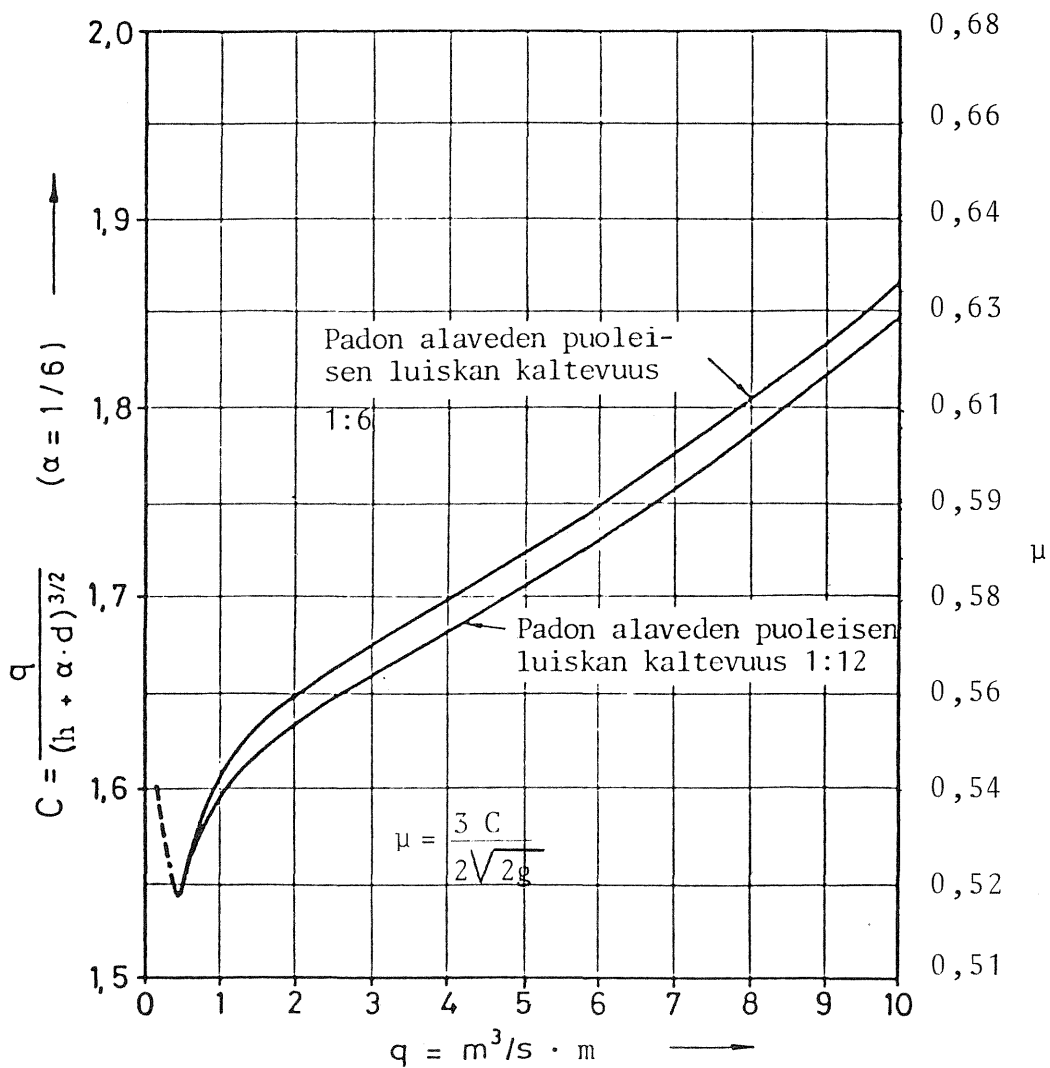
Kokonaisvirtaama  $Q$  saadaan kertomalla  $q$  padon pituudella  $b$ .  
Kuvasta 13 saadaan kaavan (8) purkautumiskerroin  $\mu$ , kun  
tunnetaan virtaama patometriä kohti.



Kuva 11. Purkautumiskäyrät kuvan 10 padolle.



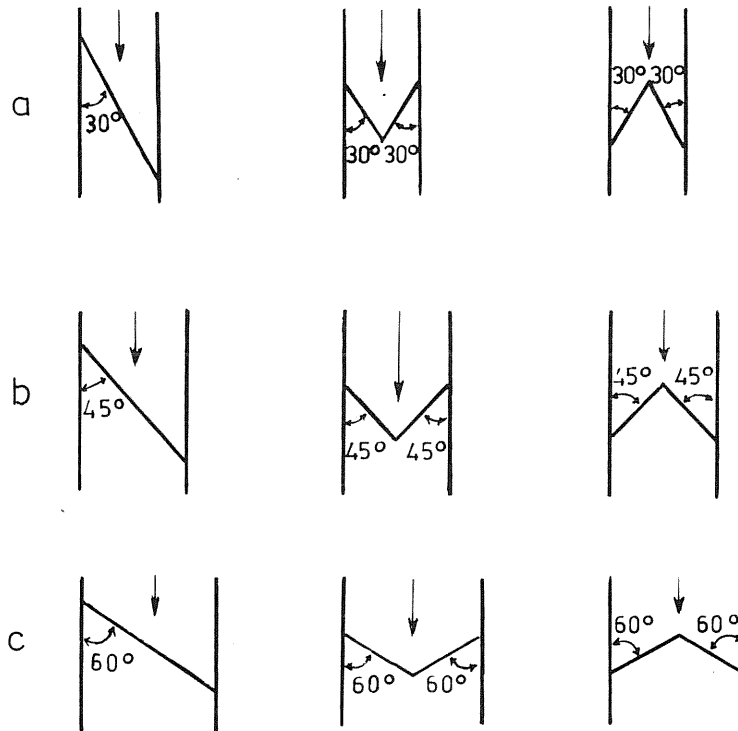
Kuva 12. Painekorkeuden  $h$  määrittäminen.



Kuva 13. Purkautumiskerroin  $\mu$  kuvan 10 kiviverhoillulle padolle.

## 2.215 Vinosti sijaitsevat pohjapadot

Pohjapato voi sijaita uomassa vinosti tai muodostua vinoista osista kuvan 14 esimerkkien tavoin. Kuvan 14a padot purkavat keskenään saman virtaaman, samoin kuvien 14b ja 14c padot keskenään.



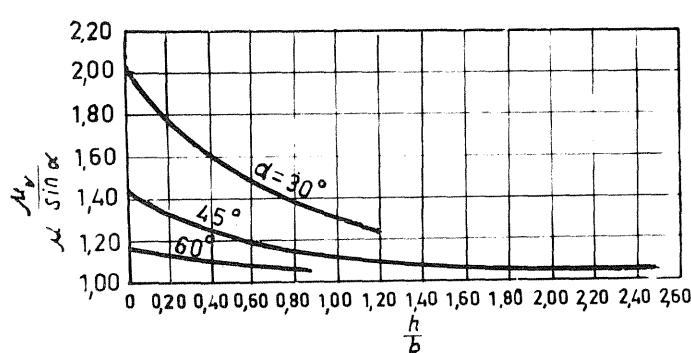
Kuva 14. Vinosti uomassa sijaitsevia pohjapatoja.

Vinosti sijaitsevan padon yli purkautuva vesimäärä lasketaan kaavalla (9).

$$Q = \frac{2}{3} \mu_v \frac{b}{\sin \alpha} \sqrt{2g h}^{3/2} \quad (9)$$

- Q vinosti sijaitsevan padon yli purkautuva vesimäärä ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $\mu_v$  vinon padon purkautumiskerroin
- b uoman leveys (m)
- $\alpha$  padon ja uoman välinen kulma
- $b/\sin\alpha$  vinon padon pituus (m)
- g maan vetovoiman kiihtyvyys ( $\text{m}/\text{s}^2$ )
- h painekorkeus (m)

Lauseke  $\frac{\mu_v}{\mu \sin\alpha}$  saadaan kuvasta 15, jolloin voidaan laskea  $\mu_v$ :n arvo (Schmidt 1957). Vinon padon  $\mu_v$ -arvo riippuu kuvan 15 mukaan rakenteeltaan vastaavanlaisen kohtisuoran padon  $\mu$ -arvosta, kulmasta  $\alpha$  ja suhteesta  $h/b$ .



- $\mu_v$  vinon padon purkautumiskerroin
- $\mu$  kohtisuoran padon purkautumiskerroin
- $\alpha$  uoman ja padon välinen kulma
- h painekorkeus
- b uoman leveys

Kuva 15. Vinosti sijaitsevan padon purkautumiskertoimen  $\mu_v$  määrittäminen.

Esimerkiksi painekorkeuden ollessa  $h = 1$  m ja uoman leveyden  $b = 10$  m olisi  $h/b = 0,1$ . Jos kulma olisi  $45^\circ$ , tulisi vinon padon pituudeksi  $b/\sin 45^\circ = 14,1$  m. Jos kohtisuoran padon purkautumiskerroin olisi esim.  $\mu = 0,55$ , olisi vastaavanlaisen vinon padon ( $\alpha = 45^\circ$ )  $\mu_v$ -arvo 0,53 ja purkautuva vesimäärä olisi lähes 1,4-kertainen verrattuna kohtisuoraan 10 m pituiseen patoon.

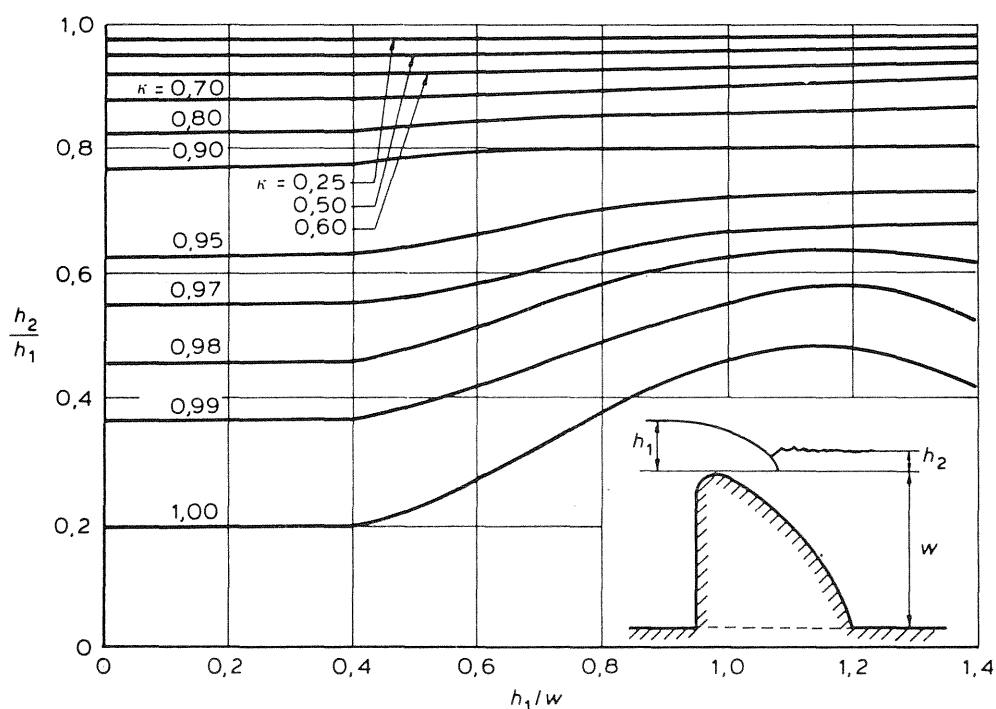
## 2.216 Alaveden vaikutus purkautumiseen

Alaveden vaikuttaessa padon purkautumista pienentävästi otetaan se huomioon erityisellä alaveden vaikutuskertoimella  $\kappa$ , joka lisätään kaavoihin 1-3 (kohta 2.21).

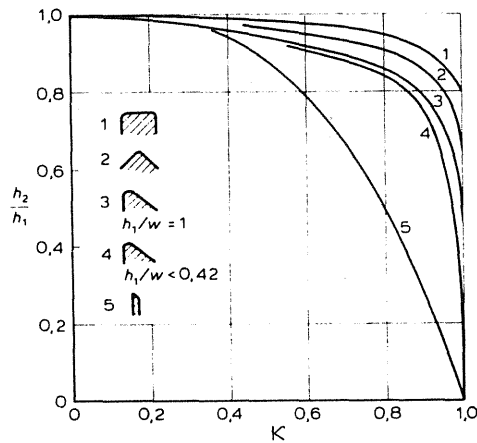


Alaveden vaikutus pyöristetyissä padoissa on melko vähäinen, jos padon harjalla esiintyy kiitovirtausta ja alapuolella muodostuu vesikynnys. Tämä edellyttää, että alaveden korkeus on pienempi kuin 0,7 kertaa yläveden korkeus. Jos alavesi on tätä korkeammalla, harjan kohdalle syntyy aaltoilualue ja purkautuva vesimäärä pienenee. Teräväreunaisissa suorakaiteen tai kolmion muotoisissa aukoissa alavesi pienentää purkautuvaa vesimäärää alhaisemmillä korkeuksilla kuin pyöristetyissä padoissa.

Alaveden vaikutuskertoimet  $\kappa$  pyöristetyissä ja erimuotoisissa padoissa on esitetty kuvissa 16 ja 17. Kaikissa padoissa  $\kappa = 1,0$ , jos alavesi on harjakorkeudella tai sen alapuolella.



Kuva 16. Alaveden vaikutuskerroin  $\kappa$  pyöristetyssä padossa (RIL 141 Yleinen vesitekniikka).

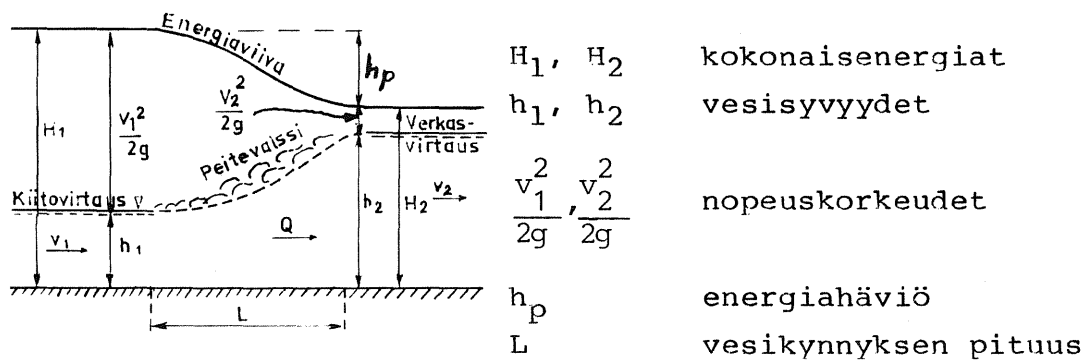


Kuva 17. Alaveden vaikutuskerroin  $\kappa$  erimuotoisissa padoissa (RIL 141 Yleinen vesitekniikka).

## 2.22 Vesikynnys ja vaimennusallas

### 2.221 Vesikynnys pohjapadon alapuolella

Kun pohjapadon yli tapahtuva kiitovirtaus vaihtuu padon alapuolella takaisin verkkavirtaukseksi, syntyy vesikynnys (kuvat 18 - 20). Tällöin osa virtauksen energiasta häviää ja muuttuu lämmöksi.



Kuva 18. Vesikynnys (RIL 141 Yleinen Vesitekniikka).

Jos energiahäviö on suuri, muutoskohtaan muodostuu täydellinen vesikynnys kuohuvine peitevalsseineen. Pienet energiahäviöt häviävät aaltoiluun eikä vesikynnystä synny.

Vesikynnyksen luonne määräytyy kiitovirtauksen Frouden luvun mukaan,  $Fr_1 = v_1 / \sqrt{gh_1}$  (kuva 19). Kiitovirtauksessa Frouden luku on  $> 1$  ja verkkavirtauksessa  $Fr < 1$ . Vesikynnystä ei siis esiinny ollenkaan, kun  $Fr_1 < 1$ .



$Fr_1 = 1 \dots 1,7$ . Aaltoileva vesikynnys.



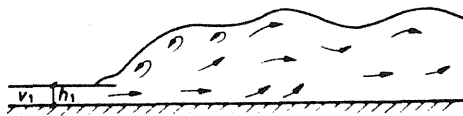
$Fr_1 = 1,7 \dots 2,5$ . Heikko vesikynnys. Energiahäviö kynnnyksessä on vähäinen. Alaveden pinta on tasainen.



$Fr_1 = 2,5 \dots 4,5$ . Heilahteleva vesikynnys. Kiitovirtaus purkautuu suihkumaisesti verkkavirtaukseen. Suihku aiheuttaa epäsäännöllisiä aaltoja verkkavirtaukseen. Aallot voivat edetä pitkälle alavirtaan.



$Fr_1 = 4,5 \dots 9,0$ . Pysyvä vesikynnys. Vesikynnyksen paikka on hyvin vakaa. Energiahäviö kynnnyksessä on suuri, 45... 70 %.



$Fr_1 \geq 9,0$ . Tehokas vesikynnys. Alavedenpintaan syntyy aaltoja. Energiahäviö kynnnyksessä on erittäin suuri, jopa 85 %.

Kuva 19. Vesikynnykset eri Frouden luvuilla  $Fr_1$ .

Vesikynnyksen päätesyvyys  $h_2$  lasketaan poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisessa uomassa Unwinin kaavalla (10). Vesikynnyksen korkeus on päätesyvyyden  $h_2$  ja alkusyvyyden  $h_1$  erotus (kuva 20).

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2h_1 v_1^2}{g}} \quad (10)$$

- $h_2$  vesikynnyksen päätesyvyys (m)  
 $h_1$  vesikynnyksen alkusyvyys (m)  
 $v_1$  kiitovirtauksen vedennopeus (m/s)  $h_1$ :n kohdalla  
 $g$  maan vetovoiman kiihtyvyys ( $m^2/s$ )

Unwinin kaavan nopeus  $v_1$  lasketaan pohjapadon yli tapahtuvassa virtauksessa kaavalla (11) (kuva 20). Kaava on voimassa, kun alaveden puoleinen luiska ei ole loivempi kuin noin 1:1.

$$v_1 = \sqrt{2g(Z - h/2)} \quad (11)$$

- $v_1$  kiitovirtauksen vedennopeus  $h_1$ :n kohdalla (m/s)  
 $Z$  etäisyys syöksypohjasta padon yläpuoliseen vesipintaan (m)  
 $h$  painekorkeus (m)  
 (tarvittaessa lisätään korkeuksiin  $Z$  ja  $h$  nopeuskorkeudet)

Kun tunnetaan painekorkeutta  $h$  vastaava virtaama padon yli, voidaan  $h_1$  laskea kaavalla (12).

$$h_1 = \frac{Q}{v_1 b} \quad (12)$$

- $h_1$  vesikynnyksen alkusyvyys (m)  
 $Q$  virtaama ( $m^3/s$ ) painekorkeudella  $h$   
 $v_1$  kaavasta (11)  
 $b$  suorakaiteen muotoisen uomien leveys (m)

Vesikynnyksen pituus  $L$  saadaan kuvan 20 käyrältä Frouden luvun ja päätesyvyyden  $h_2$  avulla.



Vesikynnyksen pituudelle on esitetty erilaisia arvoja (Rinne 1945):

Safranezin mukaan

$$L = 6h_1 \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}} \quad (13)$$

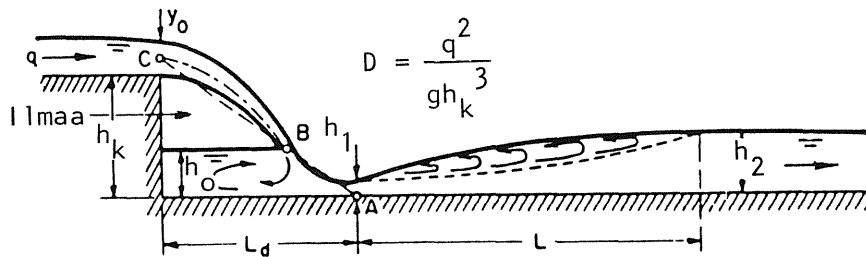
tai

$$L \approx 4,5 h_2 \quad (14)$$

Pavlovskij'n mukaan

$$L \approx 5(h_2 - h_1) \quad (15)$$

Kaavan (15) mukaan vesikynnyksen pituus on sen viisinkertainen korkeus. Kuvassa 21 on esitetty pystysuoran padon alapuolinen vesikynnys (Chow 1959).



Kuva 21. Vesikynnys pystysuoran pohjapadon alapuolella.

Koetuloksiin perustuen kuvan 21 virtausta voidaan kuvata "putousluvulla" (kaava 16).

$$D = \frac{q^2}{gh_k^3} \quad (16)$$

D putousluku  
 q virtaama patometriä kohti ( $\text{m}^2/\text{s}$ )  
 g maan vetovoiman kiihtyvyys ( $\text{m}/\text{s}^2$ )  
 $h_k$  putouskorkeus (m)

Putousluvun D avulla saadaan laskettua vesikynnyksen mitat  
 (kaavat 17 - 20). Vesikynnyksen pituus L saadaan kuvasta 20  
 $(v_1 = \frac{q}{h_1})$

$$\frac{L_d}{h_k} = 4,30 D^{0,27} \quad (17)$$

$$\frac{h_o}{h_k} = 1,00 D^{0,22} \quad (18)$$

$$\frac{h_1}{h_k} = 0,54 D^{0,425} \quad (19)$$

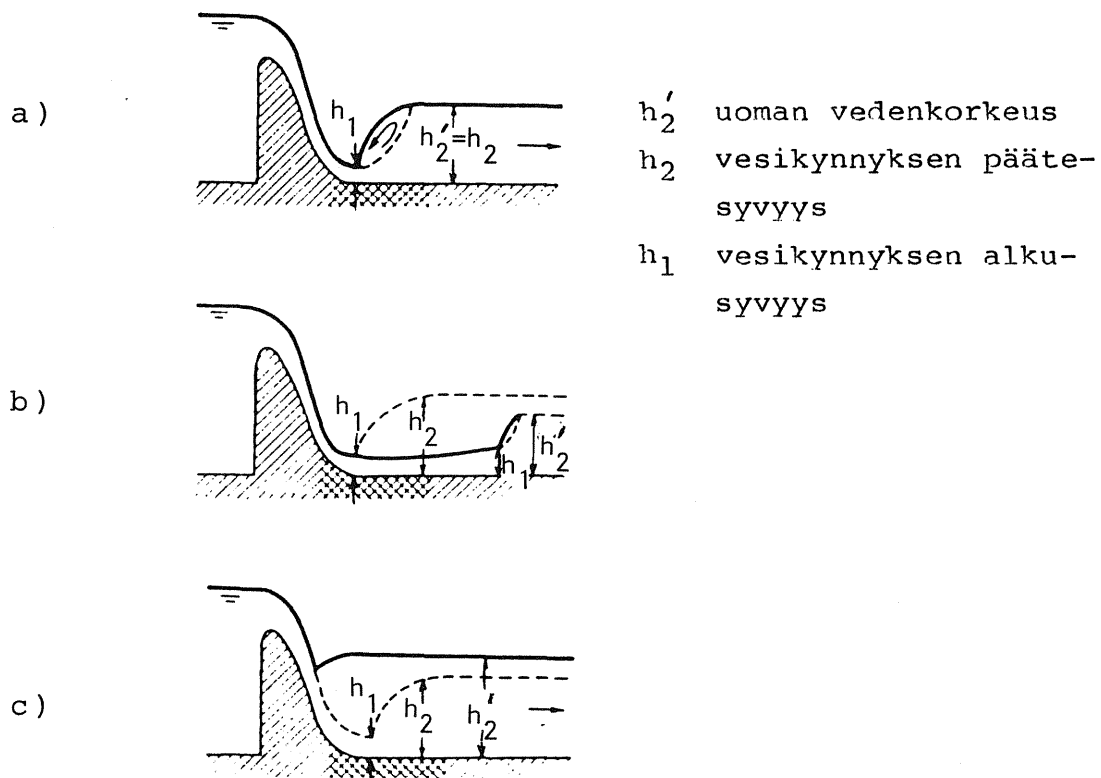
$$\frac{h_2}{h_k} = 1,66 D^{0,27} \quad (20)$$

## 2.222 Vaimennusaltaan ja estekynnyksen mitoitus

Kun vesikynnyksen pohja (syöksypohja) on syöpymisaltista, täytyy pohjaa vahvistaa ja tarvittaessa suunnitella vaimennusallas (esteporras) tai estekynnys. Tällöin täytyy tuntea padon rakentamisen jälkeinen vedenkorkeus uomassa mitoitusvirtaamalla. Vedenkorkeus uomassa välittömästi padon jälkeen tunnetaan joko mittauksen perusteella tai se saadaan laskennallisesti ko. virtaamalla.

Alapuolisen uoman vedenkorkeudesta riippuen vaihtelee vesikynnyksen paikka ja esiintymismuoto. Voidaan erottaa kolme tapusta riippuen uoman vedenkorkeudesta  $h_2'$  ja vesikynnyksen päätesyvyydestä  $h_2$  (Chow 1959):

- 1) Jos  $h'_2 = h_2$ , on kysymyksessä ns. normaali vesikynnys. Tämä on uoman vahvistamisen kannalta edullinen tapaus, koska vesikynnys alkaa välittömästi padon juuresta (kuva 22a).
- 2) Jos  $h'_2 < h_2$ , on kysymyksessä ns. siirtynyt vesikynnys. Tätä tapausta tulee välttää, koska siirtynyt vesikynnys lisää vahvistettavan uoman osan pituutta (kuva 22b).
- 3) Jos  $h'_2 > h_2$ , on kysymyksessä ns. peittynyt vesikynnys. Tällöin vesikynnys on jäänyt uoman vedenpinnan alle, eikä ole näkyvissä (kuva 22c). Tämä on vesikynnyksen paikan suunnittelun kannalta turvallisin tapaus eli vesikynnys pysyy suurella varmuudella padon vieressä.



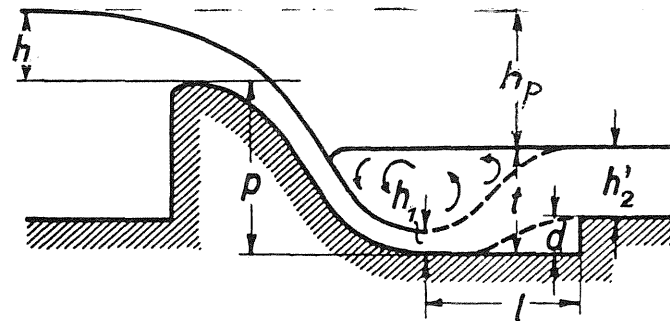
Kuva 22. Vesikynnyksen paikat ja esiintymismuodot.

Siirtyneen vesikynnyksen paikan laskentaa on käsitelty esim. Vesirakentajan virtausopissa (Rinne 1945).

Siirtyneen vesikynnyksen välttämiseksi suunnitellaan padon alapuolelle vaimennusallas (esteporras) (kuva 23) tai este-kynnys (kuva 24) (Rinne 1945).



Vaimennusaltaan syvyys määrätään sellaiseksi, että vedensyvyys padon alapuolella tulee vesikynnyksen päätesyvyyttä suuremmaksi. Eli kun  $h_2' + d > h_2$ , niin vesikynnys peittyy ja tarkoitus saavutetaan (kuva 23).



$$t = h_2' + d$$

$$l = 3 \sqrt{h \cdot h_p}$$

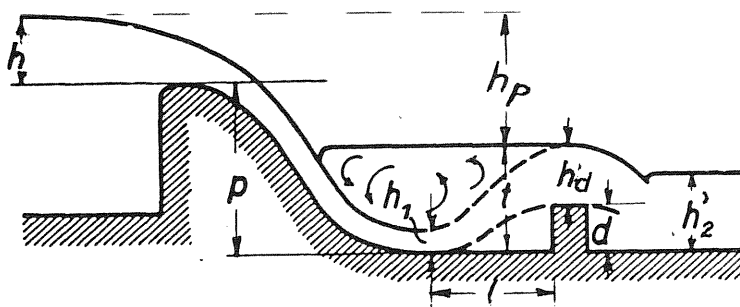
Kuva 23. Vaimennusallas (esteporras).

Antamalla  $d$ :lle eri arvoja, lasketaan vastaava  $h_2$  (kuva 20). Kun  $t = h_2' + d > h_2$  on siirtynyt vesikynnys vältetty.

Esteportaan etäisyys  $l$  on riippuvainen padon juureen muodostuvan pyörteen pituudesta ja erään kokeellisen kaavan (Etcheverry) mukaan on (kuva 23)

$$l = 3 \sqrt{h \cdot h_p} \quad (21)$$

Estekynnyksen korkeus määrätään laskemalla ensin  $h_d$  estekynnyksen ylisyöksen perusteella (kuva 24).



$$t = h_d + d$$

$$l = 3 \sqrt{h \cdot h_p}$$

Kuva 24. Estekynnys.

Estekynnyksessä muuttuu vain  $t$ , ei korkeus  $p$  kuten vaimennusaltaassa. Kun merkitään  $v_0$  = tulonopeus estekynnyksen yläpuolella, on

$$h_{do} = h_d + \frac{v_0^2}{2g} \quad (22)$$

ja vesimäärä

$$q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} h_{do}^{3/2} \quad (23)$$

eli

$$h_{do} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{(2/3 \mu)^2 2g}} \quad (24)$$

Kun edelleen

$$v_o = \frac{q}{d+h_{do}} \quad (25)$$

voidaan  $h_d$  kaavasta 22 ratkaista. Kun  $t = h_d + d > h_2$  ( $h_2$  kuvan 20 avulla), on vesikynnyksen siirtyminen vältetty.

Estekynnyksen etäisyys  $l$  saadaan kuten edellä esteportaan tapauksessakin.

Vaimennusaltaan ja estekynnyksen korkeuden  $d$  ratkaisu tapahtuu helpommin graafisesti piirtämällä käyrät  $t = f(d)$  ja  $h_2 = f(d)$ . Leikkauskohdasta saadaan haettu  $d$ -arvo. Varmuussyistä suurennetaan saatua  $d$ -arvoa 10 - 20 %. Joissakin tapauksissa joudutaan tekemään pienoismallikokeita tuloksen varmistamiseksi.

Laajemmin vesikynnystä ja vaimennusallasta on käsitelty julkaisussa "Open Channel Hydraulics (Chow 1959).

## 2.23 Vesihallituksen tietokoneohjelmat

Vesihallituksen monistesarjassa 1984:285 (Sipilä 1984) on esitetty seuraavat tietokoneohjelmat:

PURKAUTUMINEN YLISYÖKSYPADOSTA-ohjelma laskee suorista osista koostuvan patokynnyksen purkautumisen. Purkautumista käsitellään vapaana ylisyöksynä ja lasketaan vaakasuorille ja vinoille kynnyksen osille kaavoilla (2) ja (3). Ohjelmalle annetaan lähtöarvoina padon harjan muoto ja purkautumiskerroin  $\mu$ . Ohjelma tulostaa padon purkautumisen eri yläveden korkeuksilla.

JÄRVEN SÄÄNNÖSTELY POHJAPADON AVULLA-ohjelma laskee pohjapadon vaikutukset järven vedenkorkeuksiin ja virtaamiin em. kaavoilla kun tunnetaan luonnontilainen purkautumiskäyrä, järven vedenkorkeustilavuus ja järven vedenkorkeushavainnot. Ohjelma laskee kerrallaan neljä erilaista harjaltaan suorista osista koostuvaa pohjapatovaihtoehtoa. Alaveden vaikutus voidaan ottaa huomioon ja käyttää erilaista purkautumiskerrointa eri vedenkorkeuksilla. Lisäksi voidaan laskennassa ottaa huomioon esim. kalanviljelyä varten suoritettavan vedenoton vaikutukset. Laskentaan voidaan ottaa myös mukaan padon läpi minimivirtaaman turvaamiseksi rakennettavan putken vaikutukset. Ohjelma tulostaa järven luonnontilaiset ja muuttuneet vedenkorkeuksien ja virtaamien keski- ja ääriarvot sekä muutoksien suuruudet.

VEDEN EPÄTASAISEN LIIKKEEN LASKENTA-ohjelmaa voidaan käyttää laskettaessa pohjapadon vaikutuksia ylävirtaan päin tai määritettäessä alaveden korkeus padon kohdalla. Ohjelma käyttää laajennettua Bernoullin yhtälöä ja häviöt lasketaan Manningin kaavalla. Ohjelma laskee ylävirtaan edeten vedenkorkeudet kussakin poikkileikkauksessa, kun vedenkorkeus laskennan aloituspoikkileikkauksessa ja sitä vastaava virtaama uomassa tunnetaan.

## 2.3 KUORMAT

### 2.31 Rakenteen ja maan paino

Rakenteen paino lasketaan käyttäen teräsbetonin tilavuuspainona  $25 \text{ kN/m}^3$  ja luonnonkiven  $27 \text{ kN/m}^3$ . Maalajien ja täytteiden tilavuuspainoina voidaan käyttää (mikäli tarkempia määrittelyksiä ei ole) taulukon 3 mukaisia arvoja (RIL 144-1983 Rakenteiden kuormitusohjeet).

Taulukko 3. Maalajien ja täytteiden tilavuuspainoja.

Maalaji	Tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> )	
	Pohjaveden- pinnan ylä- puolella	Pohjaveden- pinnan ala- puolella
Savi	15...17	5...9
Lieju (veden kyllästämä)	11...16	
Turve (veden kyllästämä)	10...12	
Siltti (kuiva)	15...18	
Siltti (kostea)	16...20	8...12
Hiekka (L)	15...17	9...11
d <sub>10</sub> ≤ 0,06 mm (K)		9...11
(T)	16...18	9...11
Hiekka (L)	16...18	9...11
d <sub>10</sub> > 0,06 mm (K)		10...12
(T)	17...19	10...12
Sora (L)	17...19	10...12
(K)		10...12
(T)	18...20	10...12
Moreeni (HL)	16...19	10...12
(L)	17...20	10...12
(K)	18...21	11...13
(T)	19...23	11...14
Tiivistetty täyte louhe	15...18	9...11
murske	19...22	11...13
sora	18...21	11...13
Sepeli d ≤ 60 mm	15...18	

(HL) hyvin löyhä

(K) keskitiivis

(L) löyhä

(T) tiivis

## 2.32 M a a n p a i n e

Maanpaineella tarkoitetaan maamassan aiheuttamaa painetta mää-  
rättyä rakennetta esim. pystysuoraa tai kaltevaa tukimuuria  
tai tukiseinää vastaan. Tässä julkaisussa esitetyissä peri-  
aateratkaisuissa, joissa käytetään ponttiseinää, rakenne on  
sellainen, ettei maanpainetta tarvitse ottaa huomioon. Sen  
sijaan betonipadoissa, joissa käytetään kulmatukimuuria ja  
joissa louhos- ja maatäyttö on pelkästään ylävirran puolella,  
tulee maanpaine yhdeksi mitoitus tekijäksi.

Maanpaineen suuruus riippuu ratkaisevasti tukirakenteen ja sen  
vieressä olevan maamassan liikkeistä ja muodonmuutoksista.  
Aktiivipaine edustaa maanpaineen minimiarvoa. Sen syntyminen  
edellyttää, että tukiseinän yläosa siirtyy maamassasta pois-  
päin noin 0,2 % seinän korkeudesta (Pohjarakennusohjeet 1979).  
Tukiseinän yläosan siirtyessä noin 2 % seinänkorkeudesta maa-  
massaan päin saavuttaa maanpaine maksimiarvonsa, passiivi-  
paineen. Liikkumattomaan tukirakenteeseen kohdistuvaa maan-  
painetta kutsutaan lepopaineeksi, jonka suuruus on aktiivi- ja  
passiivipaineen välillä.

Kitkamaassa ovat maanpaineet syvyydellä  $z$  (kuva 25)

$$p_a = \gamma z K_a \quad (\text{aktiivipaine}) \quad (26)$$

$$p_p = \gamma z K_p \quad (\text{passiivipaine}) \quad (27)$$

$$p_o = \gamma z K_o \quad (\text{lepopaine}) \quad (28)$$

$\gamma$  maan tilavuuspaino (vedenpinnan alla  $\gamma$  pienenee,  
taulukko 3)

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad \text{aktiivinen maanpaineluku}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad \text{passiivinen maanpaineluku}$$

$K_o$  lepotilan maanpaineluku

$\phi'$  tehokas kitkakulma

Suotovirtaustilanteessa suotovoiman vaikutuksesta tilavuuspaino suurenee veden virratessa alaspäin ja pienenee veden virratessa ylöspäin (kohdat 2.43 ja 2.44).

Betonirakenteisista pohjapadoista kallioon ankkuroitua tyyppiä (kohta 4.131) voidaan pitää siirtymättömänä rakenteena, johon kohdistuva maanpaine määritetään lepopaineena (Pohjarakennusohjeet 1979).

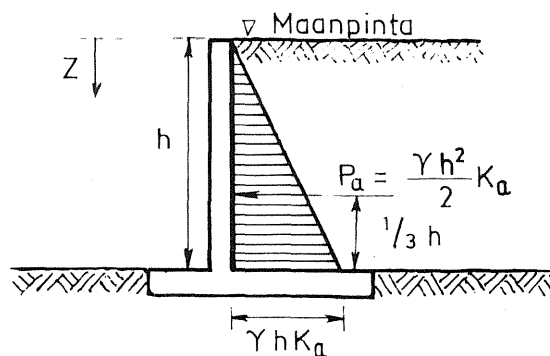
Kokonaislepopaine syvyydelle  $z = h$  ulottuvaa, pystysuoraa ja täysin sileätä kallioon ankkuroitua patorakennetta vastaan lasketaan kaavalla (29). Lepopaineen vaikutuspiste on kuvan 25 mukaisesti  $1/3 h$ .

$$p_o = \frac{\gamma h^2}{2} K_o \quad (29)$$

Maan varaan perustettua kulmatukimuurityypistä patoa (kohta 4.132) voidaan pitää siirtyvänä jäykkänä rakenteena, johon kohdistuva maanpaine määritetään aktiivipaineena. Koheesiomaassa on maanpinnan läheisyydessä maanpaineen kuitenkin otaksuttava olevan vähintään yhtä suuri kuin maanpinnan tasoon ulottuvan vesikerroksen aiheuttama paine (Pohjarakennusohjeet 1979).

Kokonaisaktiivipaine (kitkamaassa) syvyydelle  $z = h$  ulottuvaa, pystysuoraa ja täysin sileätä maan varaan perustettua kulmatukimuurityypistä patorakennetta vastaan lasketaan kaavalla (30), kuva 25.

$$p_a = \frac{\gamma h^2}{2} K_a \quad (30)$$

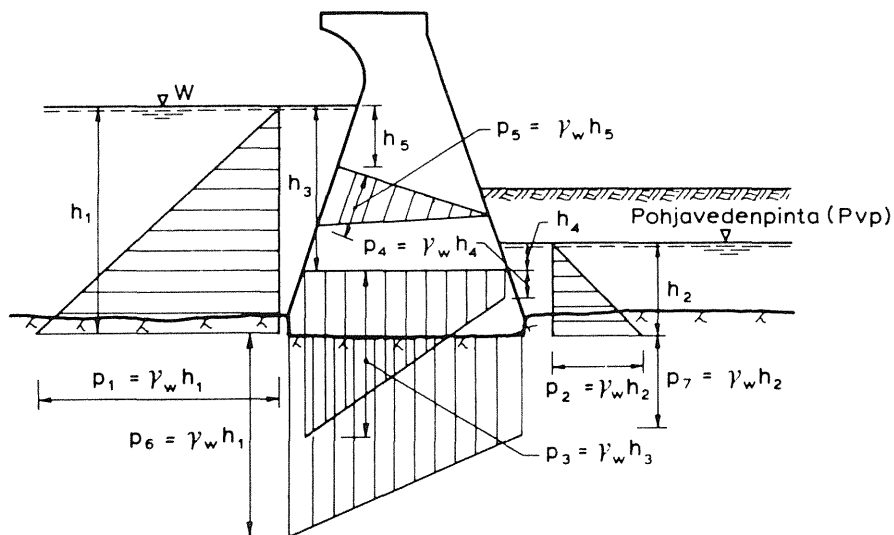


Kuva 25. Kokonaisaktiivipaineen  $P_a$  vaikutuspiste.

Lähemmin edellä esitetty maanpaineen laskeminen on esitetty alan kirjallisuudessa, (esim. Helenelund, Maarakennusmekaniikka 137 ja Pohjarakennus RIL 95).

### 2.33 V e d e n p a i n e e t

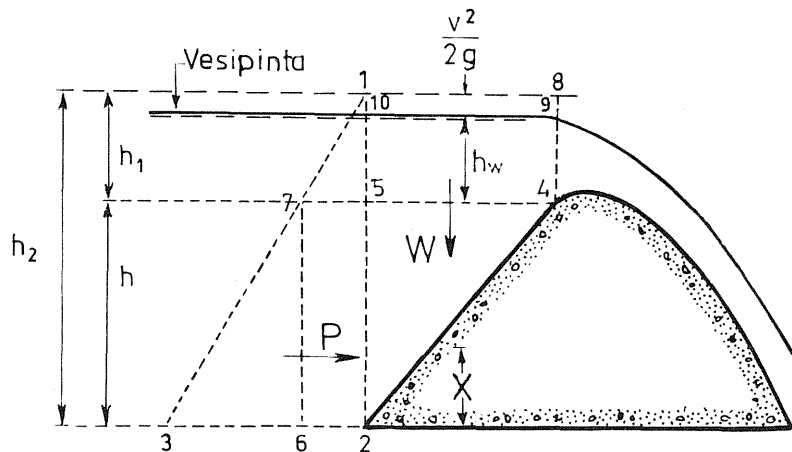
Vapaassa vedessä tai pohjaveden alla olevaan rakenteeseen vaikuttavat ulkoiset vedenpaineet, huokosvedenpaine ja noste määritetään kuvan 26 mukaisesti (RIL 144-1983 Rakenteiden kuormitusohjeet).



$p_1, p_2$	Ulkoiset vedenpaineet
$p_3, p_4, p_5$	Huokosvedenpaineet
$p_6, p_7$	Veden noste
$h_1, h_2$	Etäisyydet vedenpintaan
$h_3, h_4, h_5$	Tarkasteltavien leikkauksien etäisyys vedenpintaan
$\gamma_w$	Veden tilavuuspaino

Kuva 26. Vedenpaineiden määrittäminen.

Ulkoinen vedenpaine määräytyy vapaan vesipinnan (tai pohja-vedenpinnan) korkeuksista padon ylä- ja alapuolella. Se vaikuttaa kohtisuorasti kaikkia veden koskettamia pintoja vastaan. Kun vesipinta on padon harjan yläpuolella lasketaan vedenpaine kuvan 27 tavalla (Creager ja Justin 1927).



$$P = \frac{1}{2} \gamma_w (h_2^2 - h_1^2)$$

$$X = \frac{1}{3} h \frac{h_2 + 2h_1}{h_2 + h_1}$$

$W$  = alueen 1-2-4-8 veden paino alueen painopisteessä ( $W = 0$ , kun pato on pystysuora)

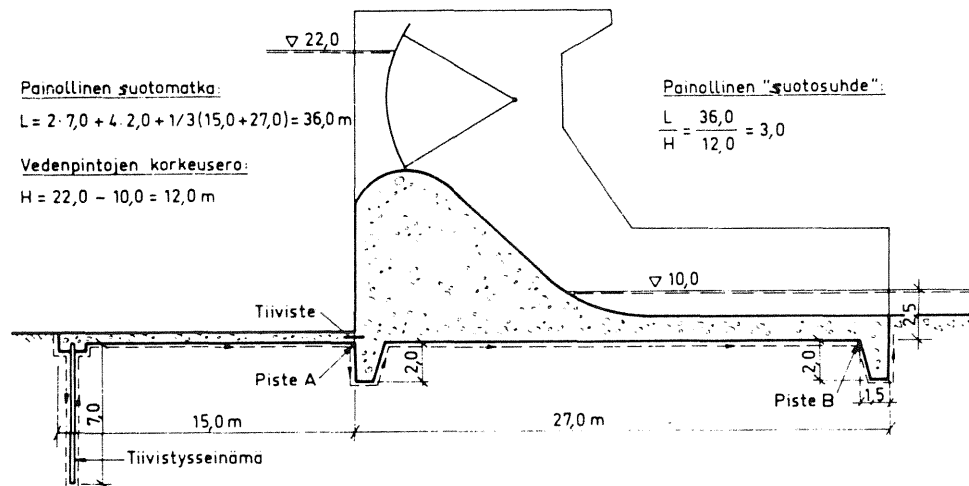
Kuva 27. Ulkoinen vedenpaine  $P$  ja veden paino  $W$  padon yli tapahtuvassa virtauksessa.

Huokosvedenpaine vaikuttaa padon sisässä mielivaltaisessa leikkauksessa kohtisuorassa tätä vastaan. Rakenteen pinnoissa se on ulkoisen vedenpaineen suuruinen ja sen voidaan olettaa muuttuvan suoraviivaisesti rakenteen sisällä.

Noste vaikuttaa padon ja perusmaan tai kallion välissä kohtisuorasti rakenteen pohjapintaa vastaan. Kalliolle perustetussa padossa noste on huokosvedenpaineen suuruinen. Maanvaraisissa rakenteissa noste määritetään tarkimmin virtausverkoston avulla, mikä edellyttää perusmaan vedenläpäisevyyksikertoimen tuntemista (kohta 2.43). Käytännössä riittää nosteen arvioimi-



sessä kuvassa 28 esitetty laskentatapa, missä määritetään rakenteen ja perusmaan rajapintaa kulkevan veden painotettu suotomatka, joka saadaan laskemalla yhteen poikkileikkauksessa esiintyvät pystysuorat ja  $45^\circ$  jyrkemmät kosketuspintojen pituudet sellaisinaan sekä vaakasuorat ja  $45^\circ$  loivemmat pinnan  $1/3$  niiden pituudesta.



$$\text{Veden nostopaine pisteessä A} = 12,0 - \frac{(2 \cdot 7 + 1/3 \cdot 15,0)}{36,0} \cdot 12,0 + 2,5 \text{ (alaveden korkeus pisteen A yläpuolella)} \\ = 8,2 \text{ Mp/m}^2$$

$$\text{Veden nostopaine pisteessä B} = 12,0 - \frac{2 \cdot 7,0 + 2 \cdot 2,0 + 1/3(15,0 + 25,5)}{36,0} \cdot 12,0 + 2,5 \\ = 4,0 \text{ Mp/m}^2$$

Kuva 28. Esimerkki veden nostopaineen määrittämisestä maanvaraisen padon perustuksessa (RIL 123 Vesirakenteiden suunnittelu, Padot).

Virtaavan veden aiheuttama rakennetta vastaan kohtisuora kuorma  $P_w$  määritetään kaavalla (31), (RIL 144-1983 Rakenteiden kuormitusohjeet).

$$P_w = \mu_k \cdot A \cdot p \quad (31)$$

- $\mu_k$  hydrodynaaminen muotokerroin (vaihtelee Reynoldsin luvusta riippuen 0,7 - 1,2, voidaan käyttää arvoa 1,2).
- A rakenteen projektiopinta-ala virtausta vastaan kohtisuoralle tasolle ( $m^2$ )

$$p = \frac{\gamma_w v^2}{2g} \quad \text{virtaavan veden aiheuttama paine (kN/m}^2\text{)}$$

- $\gamma_w$  veden tilavuuspaino ( $kN/m^3$ )
- $v$  veden virtausnopeus ( $m/s$ )
- $g$  painovoiman kiihtyvyys ( $m/s^2$ )

Virtauksen suuntainen kuorma määritetään kaavalla (32),  
(Rakenteiden kuormitusohjeet).

$$P_1 = \mu_1 \cdot A \cdot p \quad (32)$$

- $\mu_1$  pohjan, seinämän tai muun tarkasteltavan rakenneosan pinnan karkeudesta riippuva kerroin
- |                             |                           |
|-----------------------------|---------------------------|
| sileä pinta (esim. jää)     | $\mu_1 = 0,005$           |
| karkea pinta (esim. betoni) | $\mu_1 = 0,015$           |
| epätasainen pinta           | $\mu_1 = 0,01 \dots 0,10$ |

- A rakenteen pinta-ala ( $m^2$ )

- p kuten edellä kaava (31)

Virtaavan veden aiheuttaman kuorman vaikutuspisteeksi oletetaan veden alla olevan rakenteen pinnan A painopiste.

Vedenpinnan mitoituskorkeudeksi otetaan vaarallisin vesipinta. Pohjapatojen mitoituksen kannalta vaarallisin tilanne riippuu padon ylä- ja alavirran puoleisten vesipintojen eroista, mikä ei aina ole suurin HW:n aikana. Jossakin tapauksessa vesipintojen ero voi olla suurin NW:n aikana.

Mitoittavaksi virtausnopeudeksi valitaan suurin mahdollinen nopeus, mikä ei välttämättä ole ylivirtaaman aikainen veden nopeus. Virtaaman ja virtausnopeuden suuruuksilla on huomattavin merkitys kivi- tai louhosverhouksen mitoituksessa, mitä käsitellään tarkemmin kohdassa 4.25.

### 2.34 J ä ä k u o r m a t

Pohjapatoa vasten muodostuvan kiinteän jääpeitteen paksuus riippuu kokonaan padon yli tapahtuvasta virtauksesta ja mahdollinen kuormittava paksuus joudutaan arvioimaan jokaisessa tapauksessa erikseen. Tapauksessa, jossa talviaikainen virtaama on lähes olematon voi jääpeite muodostua merkittäväksi kuormaksi, kun taas talvivirtaaman ollessa kohtalainen jääpeitteestä ei tule käytännöllisesti katsoen mitään kuormaa. Myös jäiden lähdöstä mahdollisesti tulevat sysäyskuormat riippuvat paikallisista olosuhteista. Pystysuunnassa esimerkiksi säännöstelyn vaikutuksesta edestakaisin liikkuva jää voi rakenteisiin tarttuessaan aiheuttaa vaurioita.

Rakennetta vastaan pysähtyneen jääkentän tai jäälautan rakenteeseen aiheuttama vaakasuora kuorma  $P$  määritetään kaavalla (33). Kuormitusresultantti on syvyydellä  $h/3$  jään yläpinnasta ( $h$  = jään paksuus) (Rakenteiden kuormitusohjeet).

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 \quad (33)$$

$P_1$  tuulen aiheuttama jään pinnan suuntainen tuulikuorma

$$P_1 = \mu_1 \cdot q_k \cdot A \text{ (kN)}$$

$\mu_1$  karkeudesta riippuva kerroin (= 0,001 - 0,003)

$q_k$  tuulenpaine (= 0,5 kN/m<sup>2</sup>)

$A$  jääkentän tai -lautan pinta-ala (m<sup>2</sup>)

$P_2$  veden virtauksen suuntainen kuorma lautan alapintaan (kaava 32)

$P_3$  lautan painon vaakasuora komponentti

$$P_3 = G \cdot i \text{ (kN)}$$

$G$  = jääkentän tai jäälautan paino

$i$  = vedenpinnan kaltevuus (1:n)

$P_4$  lautan reunaan vaikuttava virtauskuorma (kaava 31)

$P_5$  lautan reunaan vaikuttava aaltokuorma ( $\approx 0$ )

Yksittäisen, pystysuoran rakenteen leikatessa liikkuvaa jääkenttää tai jäälauttaa määritetään rakenteeseen vaikuttava suurin staattinen kuorma  $P_1$  kaavalla (34) (Rakenteiden kuormitusohjeet).

$$P_1 = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{ip} \quad (34)$$

$k_1$  muotokerroin (= 1,0)

$k_2$  jään ja rakenteen välinen kosketuskerroin (= 1,0)

$k_3$  muotosuhdekerroin

$$k_3 = 1 + 1,5 \frac{h}{b}$$

$b$  rakenteen leveys jääkuorman vaikutustasolla (m)

$h$  jään paksuus (m)

$\sigma_{ip}$  jään puristuslujuuden ominaisarvo (1,0 - 3,0 MN/m<sup>2</sup>)

Vedenpinnan noustessa tai laskiessa aiheuttaa seinämäiseen rakenteeseen kiinnitarttunut jää siihen ylöspäin tai alaspäin suuntautuvan kuorman  $V$ , joka määritetään kaavalla (35) (Rakenteiden kuormitusohjeet).

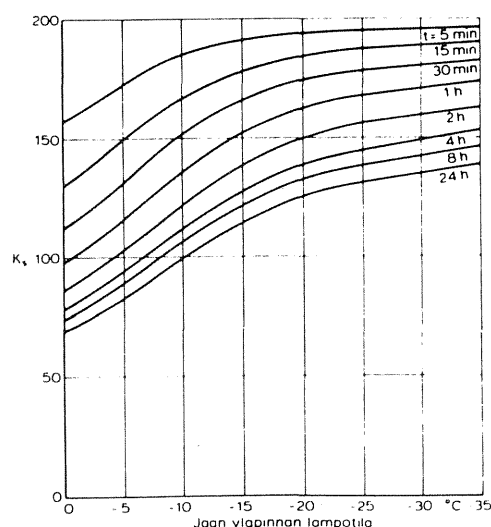
$$V = k_s \cdot v_v \cdot t \cdot \sqrt[4]{h^3} \text{ (kN/m)} \quad (35)$$

$k_s$  kerroin (kuva 29)

$v_v$  vedenpinnan nousu- tai laskunopeus (m/h)

$t$  aika (tunteina) hetkestä, jolloin vedenpinta alkaa nousta tai laskea

$h$  jään paksuus (m).



Kuva 29. Kerroin  $k_s$  ( $t$  on aika hetkestä, jolloin vesipinta alkaa nousta tai laskea).

Yksityiskohtaisesti jääkuormien laskenta on esitetty julkaisussa "RIL 144-1983 Rakenteiden kuormitusohjeet".

### 2.35 Muut kuormat

Mitoitettaessa betonirakenteita otetaan lämpötilan muutoksista sekä betonin kutistumisesta ja hiipumasta aiheutuvat voimat huomioon julkaisun "RIL 131-1984 Betoninormit" mukaisesti.

## 2.4 MAAPERÄN OMINAISUUDET

### 2.41 Painumisominaisuudet

Pohjapadon huomattava painuminen on erittäin haitallinen tekijä. Tämän vuoksi pohjapato pyritäänkin rakentamaan paikkaan, jossa painumista ei tapahdu tai se on hyvin vähäistä. Yleensä pohjapadon harjakorkeudessa ei voida ottaa huomioon painumavaraa, kuten esim. tavanomaisissa maapadoissa, vaan harjaa joudutaan korottamaan myöhemmin. Painumien suuruuteen vaikuttaa maapohjan ohella oleellisesti myös padon korkeus.

Moreenin ja tiiviiden silttikerrosten painumat ovat vähäisiä. Lähes painumattomana ja suunnittelun kannalta ongelmattomana maapohjaa voidaan pitää, jos painokairausvastus on vähintään 50 - 100 puolikierrosta/0,2 m. Sitä vastoin pehmeitten lieju-, liejusavi- ja savikerrosten painumien suuruus ja niiden pitkäaikaisuus ovat usein haitallisia. Lieju- ja savimailla painokaira painuu tavallisesti pelkillä painoilla (jopa 10 - 50 kg:lla). Tällaisilla mailla padon painuminen aiheuttaa suunnittelulle erään ongelmakohdan.

Maan konsolidaatiopainuman määrittämiseen käytetään yleisesti ns. tangenttimoduulimenetelmää (kaavat 36-37) (Tammirinne 1975).

$$\epsilon = \frac{1}{m\beta} \left[ \left( \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma_z}{\sigma_v} \right)^\beta - \left( \frac{\sigma_0}{\sigma_v} \right)^\beta \right], \quad \beta \neq 0 \quad (36)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{m_2} \ln \left( \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma_z}{\sigma_0} \right), \quad \beta = 0 \quad (37)$$

$\varepsilon$	suhteellinen kokoonpuristuma
$m, m_2$	moduuliluku
$\beta$	jännityseksponentti
$\sigma_0$	yläpuolella olevien maamassojen paino
$\sigma_z$	pystysuoran jännityksen lisäys syvyydellä $z$
$\sigma_v$	vertailujännitys (100 kN/m <sup>2</sup> )

Jännityseksponentin ja moduuliluvun likimääräiset vaihtelualueet on esitetty taulukossa 4 (Tammirinne 1975). Arvoja voidaan käyttää alustavissa laskelmissa käytettäessä kaavoja (36) ja (37). Luotettavasti parametrit määritetään painumakokeiden avulla.

Taulukko 4. Jännityseksponentti ja moduuliluku eri maa-lajeilla.

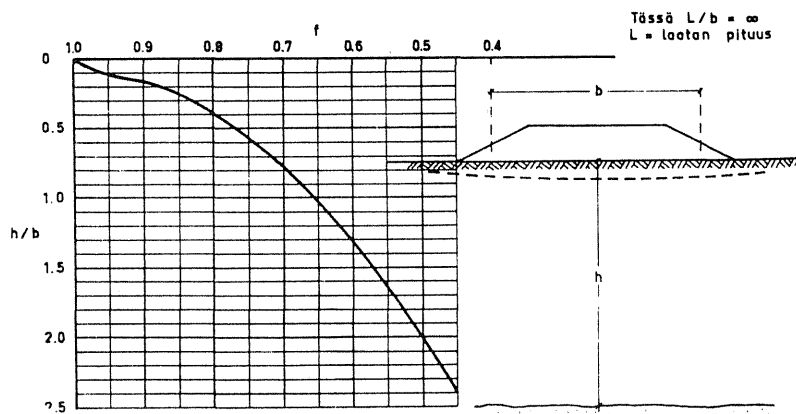
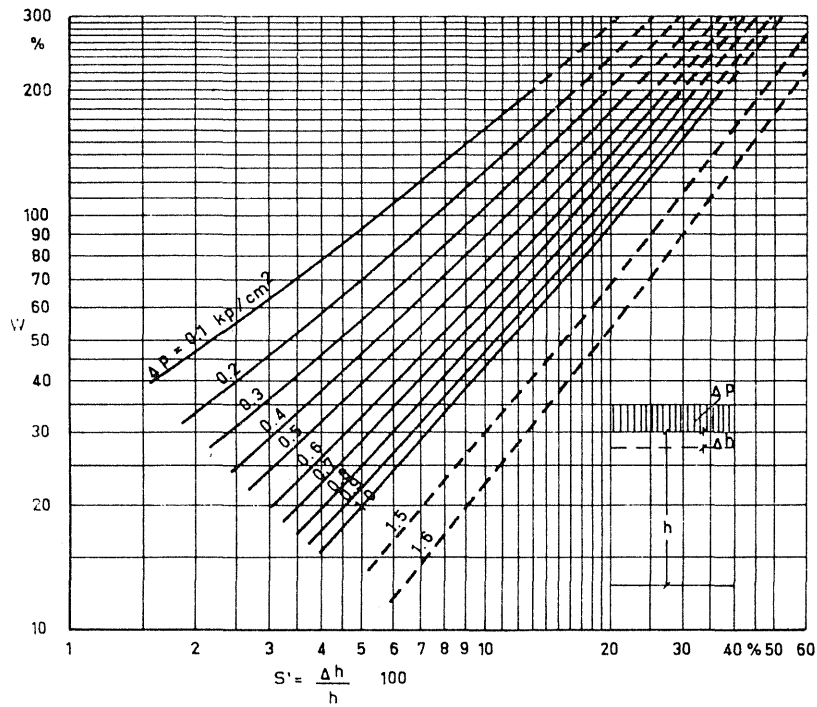
Maalaji	Jännityseksponentti $\beta$	Moduuliluku $m(NK), m_2(YK)$	Konsolidoitumistila
Lieju, liejusavi	-0,1...-0,5	5...10	NK
Lieju, liejusavi	0	50...60	YK
Savi	-0,1...-0,4	5...20	NK
Savi	0	40...140	YK
Kuivakuorisavi	0,5	50...130	YK
Siltti	0...0,5	20...140	NK
Siltti	0	100...250	YK
Kuivakuori- siltti	0,5	100...200	YK
Hiekka	0,4...0,7	100...800	NK
Sora	0,2...0,5	200...1700	NK
Moreeni	0,2...0,5	300...2500	NK

(NK = normaalisti konsolidoitunut, YK = ylikonsolidoitunut)

Vesihallituksella on painumalaskentaa varten tietokoneohjelmisto, jolla parametrit  $m$  ja  $\beta$  määritetään painumakokeista, painuman suuruus lasketaan em. tangenttimoduulimenetelmällä sekä painuma-aika-riippuvuus lasketaan kolmannella ohjelmalla.

Koheesiomaalajeissa voidaan painumat määrittää alustavasti maan vesipitoisuuden perusteella kuvan 30 avulla (TVH 1970, Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita osa IV).

Kuvassa 30 on esitetty suhteellinen painuma  $S'$  vesipitoisuuden  $w$ , painuvan kerroksen paksuuden  $h$  ja kuormituslisäyksen  $\Delta p$  avulla. Jännityksen jakautuminen otetaan huomioon paineen jakautumiskertoimella  $f$ , jolloin todellinen kokonaispainuma keskilinjalla on  $S = f S'$ . Vesipitoisuudella tarkoitetaan maan luonnollista vesipitoisuutta kuiva-aineksen määrästä laskettuna. Mikäli vesipitoisuus syvyys suunnassa vaihtelee, on laskelmat suoritettava jakaen kokoonpuristuva maakerros ohuempiin kerroksiin, joissa kussakin painuma lasketaan erikseen.



Kuva 30. Suhteellinen painuma prosentteina kokoonpuristuvan kerroksen paksuudesta kuormituksen  $\Delta p$  ja vesipitoisuuden  $w$  funktiona. Paineenjakaumiskertoimen  $f$  määrittäminen. Todellinen painuma  $S = f S'$ .

Tässä yhteydessä painumisnopeuden laskemista ei käsitellä. Karkeissa maissa painuminen on nopeaa ja tapahtuu jo rakennusaikana, mutta syvissä savikerrostumissa painumat kestävät vuosikymmeniä.

## 2.42 Lujuusominaisuudet

Leikkauslujuus muodostuu maarakeiden välisestä koheesiosta ja kitkasta. Se voidaan ilmaista kaavalla (38) (Helenelund 1967).



$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (38)$$

$\tau$	leikkauslujuus
$c'$	tehokas koheesio
$\sigma'$	tehokas normaali jännitys
$\phi'$	tehokas kitkakulma

Lujuusparametrien ( $c'$ ,  $\phi'$ ) tunteminen on tarpeellista, kun tehdään yksityiskohtaisia vakavuus-, kantavuus- ja maanpaine-laskelmia.

Maan tehokkaat leikkauslujuusparametrit ( $c'$ ,  $\phi'$ ) määritetään laboratoriossa kolmiakσιαalikoikkeella, jolla voidaan parhaiten jäljitellä maaperän olosuhteita. Koheesiomailla voidaan ns. suljettu leikkauslujuus ( $s$ ) mitata yksinkertaisesti suoraan maastossa siipikairalla.

Maapohjan lujuuden merkitys pohjapadon vakavuudelle on selvitetty etenkin savi- ja liejumaille. Lujuusominaisuuksia voidaan arvioida kairausten perusteella. Painokairalla saadaan selville pehmeiden kerrosten paksuus ja niiden lujuuden vaihtelu, mutta ei leikkauslujuuden suuruutta. Vakavuuslaskelmia varten tehdään tarvittaessa siipikairauksia, joilla saadaan suljettu leikkauslujuus. Sitten vakavuus voidaan laskea käyttäen liukupintamenetelmää. Vesihallituksella on liukupintamenetelmään perustuva tietokoneohjelma vakavuuslaskelmia varten.

Koheesiomaassa (savessa) saadaan sallittu kuormitus kaavalla (39) (Helenelund 1967).

$$P_{sall} = 5,5 s/F \quad (39)$$

$P_{sall}$	sallittu kuormitus ( $\text{kN/m}^2$ )
$s$	leikkauslujuus (siipikairalla) ( $\text{kN/m}^2$ )
$F$	varmuuskerroin

Kaava (39) on voimassa homogeenisella maapohjalla, kun kuormitus on tasaisesti jakautunut ja kuormitettu alue pitkä leveyteen verrattuna.

Jos esimerkiksi pohjapato rakennetaan savipohjalle, jonka leikkauslujuus on  $10 \text{ kN/m}^2$ , saadaan varmuuskertoimella  $F = 2$  sallituksi kuormitukseksi  $p_{\text{sall}} = 27 \text{ kN/m}^2$ . Tällöin ko. paikalle voidaan vakavuuden perusteella rakentaa korkeintaan n. 1,5 m korkea pohjapato.

#### 2.43 V e d e n l ä p ä i s e v y y s j a s u o t o - v i r t a u s

Patomateriaalin ja patopohjan suuresta vedenläpäisevyydestä on haittaa, mikäli joen virtaama jossain vaiheessa on niin pieni, että vesipinta pääsee laskemaan tarkoitettua alemmaksi. Suuresta vedenläpäisevyydestä voi aiheutua myös sisäisen eroosion vaara patopohjassa. Suuren vedenläpäisevyyden ( $k > 10^{-6,5} \text{ m/s}$ ) omaava patopohja saatetaan joutua katkaisemaan ponttiseinällä tai massanvaihdolla.

Veden virtaus maassa noudattaa Darcyn lakia, joka ilmaistaan kaavalla (40) (Helenelund 1967)

$$v = ki \quad (40)$$

$v$  veden virtausnopeus (m/s)  
 $k$  vedenläpäisevyyskerroin (m/s)  
 $i$  hydraulinen gradientti (virtauksen painehäviö jaettuna virtausmatkalla).

Vedenläpäisevyyskerroin ilmaisee pintayksikön suuruisen poikileikkauksen kautta aikayksikössä virtaavan veden määrän hydraulisen putouksen ollessa 1.

Maakerroksen vedenläpäisevyys riippuu mm. maan huokoisuudesta (tiiviyydestä) ja raekoostumuksesta. Vedenläpäisevyyskertoimien vaihtelu eri maalajeilla ilmenee taulukosta 5.

Taulukko 5. Kivennäismaalajien vedenläpäisevyysskertoimien vaihtelut.

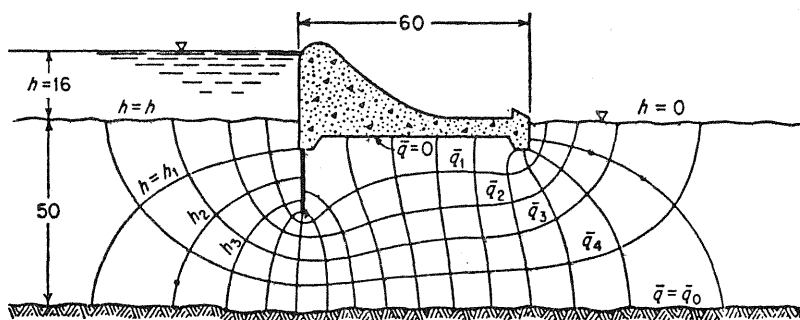
Maalaji	Vedenläpäisevyysskerroin k (m/s)	Huom.
Sora	$10^{-2} - 10^{-3}$	hyvin läpäisevä
Hiekka	$10^{-3} - 10^{-5}$	hyvin läpäisevä
Siltti	$10^{-5} - 10^{-9}$	
Hiekka- ja silttimoreenit	$10^{-6} - 10^{-9}$	
Savi	$10^{-9} - 10^{-11}$	käytännöllisesti katsoen läpäise- mätön

Vedenläpäisevyysskerroin voidaan määrittää joko laboratorio-  
kokein tai kentällä vedensyöttökokein maahan lyödyn putken  
avulla. Useimmiten voidaan vedenläpäisevyys arvioida riittävän  
tarkasti kairausten yhteydessä tehtävien maalajimääritysten  
avulla.

Suotovirtauksen graafinen esitysmuoto on virtausverkko.

Kuvassa 31 on esitetty betonisen pohjapadon ali tapahtuvan  
suotovirtauksen virtausverkko.

Virtausverkko muodostuu virtausviivoista ja ekvipotentiaali-  
viivoista, jotka homogeenisessa ja isotrooppisessa maassa  
(vedenläpäisevyys vakio ja yhtäsuuri pysty- ja vaakasuorassa)  
ovat kohtisuorassa toisiaan vastaan ja muodostavat neliöitä.  
Virtausviivan voidaan katsoa esittävän yksittäisten vesipisa-  
roiden reittiä maaperässä. Kahden virtausviivan väliä kutsu-  
taan virtauskanavaksi, jossa virtausmäärä on vakio. Jokaisella  
ekvipotentiaaliviivojen välillä tapahtuu samansuuruinen paine-  
häviö ja jokaisessa samalla ekvipotentiaaliviivalla olevassa  
pisteessä vesi kohoaa pisteeseen asetetussa avoimessa putkessa  
samalle korkeudelle.



$h = h_1, h_2 \dots$  ekvipotentiaaliviivoja

$\bar{q} = \bar{q}_1, \bar{q}_2 \dots$  virtausviivoja

$$q = k \frac{n_f}{n_d} h$$

$q$  suotautuva virtaama patometriä kohti ( $\text{m}^3/\text{s.m}$ )

$k$  vedenläpäisevyyskerroin ( $\text{m/s}$ )

$n_f$  virtauskanavien lukumäärä (kuvassa 5 kpl)

$n_e$  ekvipotentiaaliviivojen välien lukumäärä  
(kuvassa 16 kpl)

$h$  painekorkeuden kokonaishäviö (kuvassa  $h=16$ )

Kuva 31. Betonisen pohjapadon ali tapahtuvan suotovirtauksen virtausverkko. Padon etureunassa on ponttiseinä.

Suotovirtausverkon avulla voidaan määrittää noste ja huokosvedenpaine (kohta 2.33) padon alla mielivaltaisessa pisteessä sekä suotovirtaama padon ali (kuva 31). Virtausverkon avulla voidaan arvioida myös hydraulisen murtuman ja sisäisen eroosion vaaraa (kohta 2.44).

Vesihallituksessa on elementtimenetelmään perustuva tietokoneohjelma suotovirtausprobleeman ratkaisemiseksi. Laskenta vaatii maaperän vedenläpäisevyyden tuntemista.

Tarkemmin veden virtausta maassa on käsitelty esimerkiksi julkaisussa RIL 157-I Geomekaniikka I, Kohta 11.

## 2.44 Hydraulinen murtuma ja eroosio

Veden virratessa esimerkiksi pohjapadon läpi tai ali vaikuttaa maa-aineksessa suotovoima aina virtauksen suuntaisena ja on suuruudeltaan maan tilavuusyksikköä kohti kaavan (41) mukaan

$$P_s = i \gamma_w \quad (41)$$

$i$  hydraulinen gradientti (virtauksen painehäviö jaettuna virtausmatkalla)

$\gamma_w$  veden tilavuuspaino ( $\text{kN/m}^3$ )

Veden virratessa alaspäin lisää suotopaine maassa vallitsevaa tehokasta jännitystä (maan painoa) ja veden virratessa ylöspäin (esim. padon alta maanpinnalle) vähentää sitä. Kun gradientti saavuttaa kaavan (42) arvon,

$$i = i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (42)$$

$i_c$  kriittillinen gradientti

$\gamma'$  maan tehokas tilavuuspaino ( $\text{kN/m}^3$ )

tulee tehokas jännitys nolllaksi eli suotovoima on yhtäsuuri kuin maan tehokas paino, jolloin kitkamailla ei ole lainkaan leikkauslujuutta ja pienikin gradientin lisäys saa aikaan maa-aineksen kuohumista eli hydraulisen murtuman.

Sisäinen eroosio ilmenee maa-aineksen irrallisten hiukkasten liikkeenä maan huokostilassa suotopaineen vaikutuksesta. Tästä johtuen eroosio on voimakkainta niillä kohdin, missä virtauksen gradientti on suurin eli tavallisesti ulosvirtauspinnalla tai vedenläpäisevyydeltään erilaisten kerrosten rajapinnalla, jossa lisäksi maahiukkasten liikkumismahdollisuus on suurin.

Maalajien eroosioherkkyyteen vaikuttavat selvimmän koheesio ja maalajien raekoostumus. Koheesiomaalajit kuten savi kestävät paremmin eroosiota kuin puhtaat kitkamaalajit kuten hiekka. Taulukossa 6 on esitetty eri maalajien suhteellinen sisäisen eroosion vastustuskyky.

Taulukko 6. Eri materiaalien sisäisen eroosion vastustuskyky (Sherard 1953).

Maalaji	Keskimääräinen koko $d_{50}$ (mm)	Plastisuusluku $I_p$ (%)	Juoksuaraja $w_L$ (%)	Savipitoisuus (rakeet alle 0,0005mm)	Suhteellinen vastustuskyky (1) suurin (6) pienin
I	0,15-5,0	8-15	20-50	5-30	(3)
II	0,15-5,0	0-8	10-30	0-15	(5)
III	0,03-0,15	0-10	10-45	0-25	(6)
IV	0,10	10-25	20-50	10-40	(4)(2)
V	0,02	25-40	40	30	(1)

I = plastista hienoainesta sisältävät hiekat ja sorat  
 II = vähäplastista hienoainesta sisältävät hiekat ja sorat  
 III = epäorgaaniset, pienen kokoonpuristuvuuden omaavat siltit ja hienot hiekat  
 IV = pienen tai keskisuuren plastisuuden omaavat epäorgaaniset siltit ja savet  
 V = suuren plastisuuden omaavat epäorgaaniset savet

Pintaeroosiota arvioidaan yleensä uoman keskimääräisen virtausnopeuden perusteella. Tarkastellaan tasaista tai lievästi epätasaista virtausta (vrt. pyörteinen, erittäin epätasainen virtaus, kohta 4.25 kuva 59).

Kokemusperäisesti on eroosionopeuden havaittu olevan suoraan verrannollinen maarakeen halkaisijan neliöjuureen, kaava (43) (TVH Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita, osa IV).

$$v = c\sqrt{d} \quad (43)$$

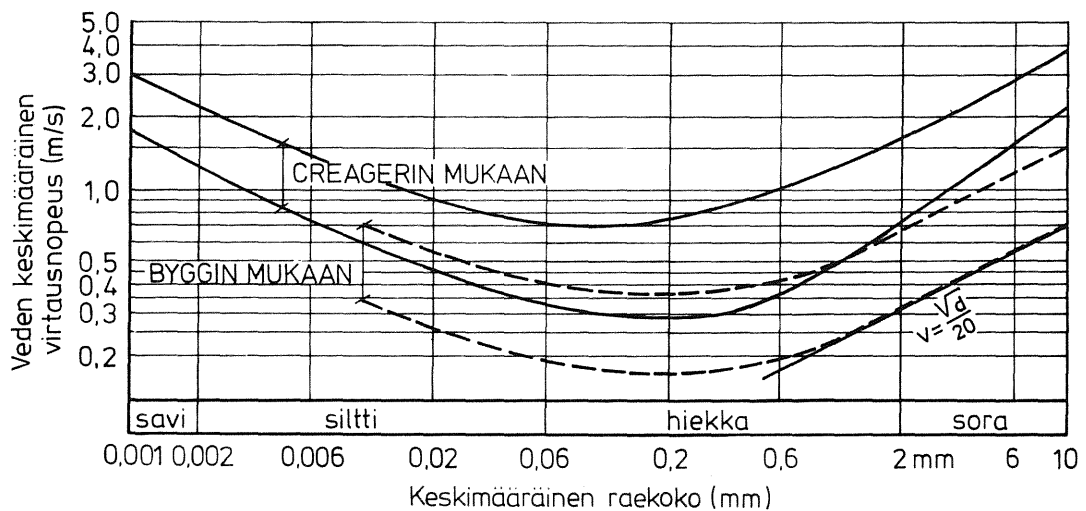
Kirjallisuustietojen perusteella voidaan kaava (43) esittää muodossa

$$v = \frac{1}{20} \sqrt{d} \quad (44)$$

$v$  virtausnopeus (m/s)

$d$  maarakeen halkaisija (mm)

Kuvassa 32 on esitetty kaava (44) graafisesti. Sen käyttökelpoisuus rajoittuu vain raekokoihin  $d \geq 0,5$  mm, koska se ei ota koheesion vaikutusta huomioon. Kuvassa 32 on esitetty myös Bygg-käsikirjan ja Creagerin esittämät nopeusvyöhykkeet. Taulukossa 7 on esitetty erilaatuisten uomien suurimmat sallitut keskimääräiset nopeudet (RIL 141 Yleinen vesitekniikka).



Kuva 32. Eroosionopeudet uoman tasaisessa virtauksessa BYGG-käsikirjan, Creagerin ja kaavan (44) mukaan.

Taulukko 7. Erilaatuisten uomien suurimmat sallitut keskimääräiset vedennopeudet (RIL 141 Yleinen vesitekniikka).

Uomamateriaali	$v_{\max}$ m/s
Siltti, liejusavi	0,30
Hieno hiekkamaa	0,35
Konsolidoitumaton savimaa, maatunut turvemaa	0,40
Karkea hiekkamaa	0,45
Hieno soramaa	0,60
Raaka turvemaa	0,70
Karkea soramaa	0,80
Konsolidoitunut lihava savimaa	1,15
Tiivis moreenimaa	1,20
Kivikko	1,50
Hyvin juurtunut nurmi	1,80
Betoniverhous	4,00

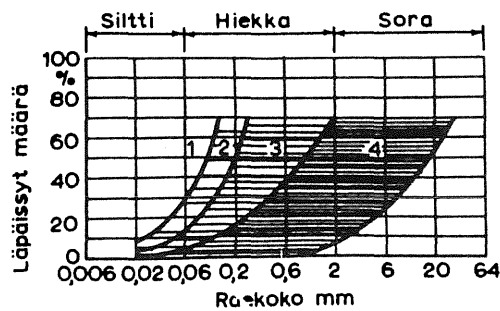
Eroosiokestävyydeltään huonoimpia ovat hienorakeiset maalajit kuten hieno hiekka ja karkea siltti, joissa ei vielä esiinny koheesiota. Raekoon suuretessa lisääntyy eroosiokestävyys. Hienorakeisimpien maalajien kuten saven ja savipitoisen siltin eroosiokestävyys on myös parempi niiden lisääntyneen koheesion ansiosta.

#### 2.45 R o u t a

Maakerros routii, kun sen maalaji on routivaa ja maan lämpötila alittaa jäätymislämpötilan sekä jäätymisrintamassa on tai siihen voi kulkeutua vettä eikä maakerroksessa vaikuta routimispainetta suurempaa vastapainetta.

Maalajien routivuutta voidaan arvioida rakeisuuskäyrän perusteella kuvan 33 mukaan (Pohjarakennusohjeet 1980).





Kuva 33. Maalajien routivuuden arvostelu rakeisuuden perusteella. Maalajit, joiden rakeisuuskäyrä on alueella 1, ovat routivia. Maalaji, jonka rakeisuuskäyrä kulkee alueella 2, 3 tai 4, on routimaton, jos käyrän alapää pysyy ko. alueen ylimmäisen rajakäyrän alapuolella.

Maarakenteisen pohjapadon routiminen on mahdollista, mikäli pakkaskauden aikana virtaama on niin vähäinen, että routivista materiaaleista tehtyjä padon osia jää vedenpinnan yläpuolelle. Betonirakenteisessa pohjapadossa voi routa vaurioittaa rakennetta, mikäli padon rakennuspohja pääsee routimaan esim. vähävetisyyden takia. Pohjapatojen rakennuspaikat ovat lähes aina routivia kalliopohjaa lukuunottamatta.

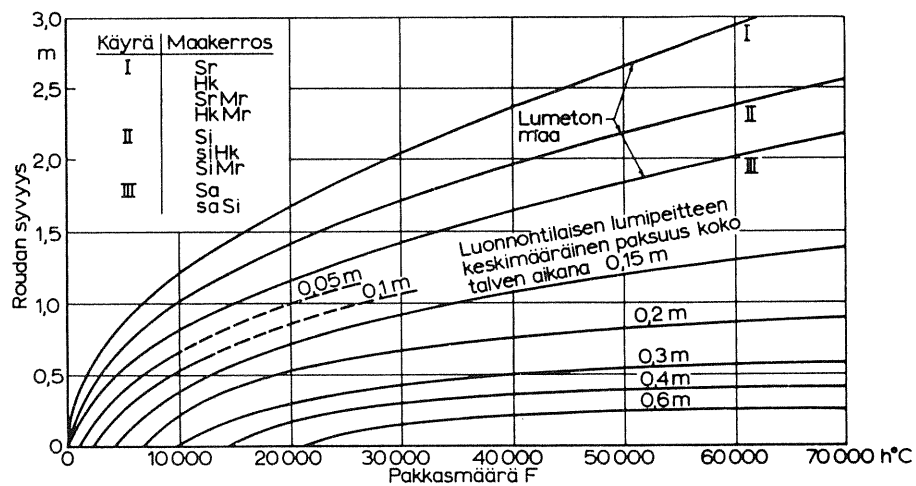
Kuvan 33 perusteella voidaan todeta, että esim. yleisesti pohjapadon tiivisteosassa käytetyt hiekka- tai silttimoreeni ovat routivia. Hiekkamoreeni saattaa joskus olla routimatonta.

Soramoreeni on lähes aina routimatonta. Hiekkaa ja soraa voidaan pitää routimattomina.

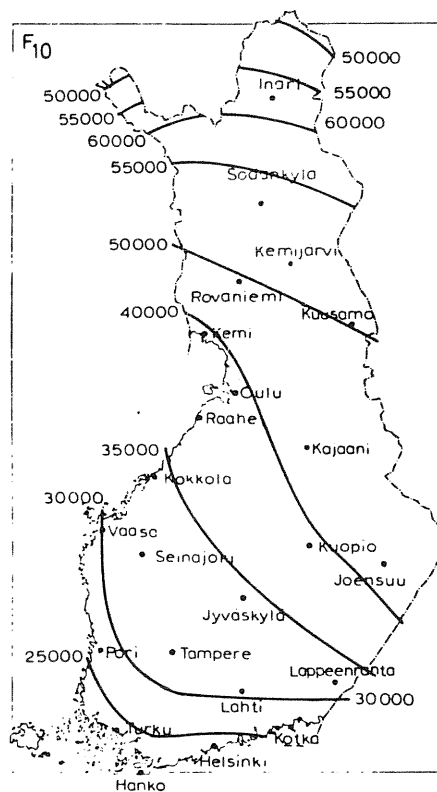
Epäselvissä tapauksissa voidaan routivuus tai routimattomuus määrittää laboratoriossa kapillaarisuus- tai routanousukokeilla.

Routasyvyydellä tarkoitetaan maanpinnasta mitattua roudan tunkeutumisyyvyyttä maakerroksissa. Kuvassa 34 on esitetty keskimääräisen routasyvyyden ja pakkasmäärän välistä riippuvuutta kuvaavia käyriä eri maakerroksissa erikseen lumesta raivatulla paljaalla alueella ja lumen peittämällä alueella. Käyrät I, II ja III osoittavat routasyvyyttä vastaavissa maakerroksissa, kun maanpinta on lumeton ja paljas kasvillisuudesta.

Lumipeitteisen maan käyrät vastaavat routasyvyyttä aukeilla paikoilla maakerroksissa, joiden maalajit kuuluvat ryhmään II. Mitoituksessa käytetään kerran 10 vuodessa toistuvia pakkasmääriä (kuva 35).



Kuva 34. Pakkasmäärän (kuva 35) ja keskimääräisen routasyvyyden välinen vuorosuhde eri maakerroksissa (Pohjarakennusohjeet 1980).



Kuva 35. Kerran 10 vuodessa toistuva pakkasmäärä  $F$ ,  $h^{\circ}\text{C}$ .  
(Mäkelä ja Tammirinne 1979).

### 3. P O H J A P A D O N   S I J O I T U S

#### 3.1 PAIKAN VALINTAAN VAIKUTTAVIA TEKIJÖITÄ

Pääpiirteissään pohjapadon paikan ratkaisee rakentamisen peruste (kohta 1. JOHDANTO). Yksityiskohtaiseen paikan valintaan vaikuttavat mm. uoman pituuskaltevuus ja rantojen profiili, virtausolosuhteet, maisematekijät, maaperäominaisuudet, rantamaiden käyttömuodot ja omistussuhteet sekä rakentamiskustannukset.

Hydraulisella mitoituksella (kohta 2.2) määritellään padon pituus sekä harjan muoto ja korkeustaso, joilla halutut vaikutukset saadaan aikaan. Rajoituksena aliveden nostossa usein on, että tulvavahinkojen välttämiseksi HW ei saa nousta ennen padon rakentamista olevasta korkeudesta. Tämä taas johtaa usein padon suureen pituuteen. Tällöin patoa ei voida sijoittaa uoman kapeimpaan kohtaan, mikä olisi mahdollisesti rakentamiskustannuksiltaan halvin paikka. Sijoitettaessa pohjapadon pituutta kapeampaan kohtaan, joudutaan uomaa leventämään tai vaihtoehtoisesti pato sijoittamaan vinosti kohdan 2.215 mukaisesti.

Rakentamiskustannukset pohjapadon sijoituspaikkaa valittaessa on myös aina otettava huomioon. Kustannuksiin vaikuttavat ratkaisevasti uoman muoto (syvyys, leveys) sekä maaperäominaisuudet patopaikalla. Uoman muoto vaikuttaa patomassojen määrään yhdessä patopohjan ominaisuuksien kanssa. Maaperäominaisuuksia on käsitelty yksityiskohtaisesti kohdassa 2.4. Maaperän vaikutukset kustannuksiin taas saadaan selville vasta pohjapadon yksityiskohtaisessa suunnittelussa.

Rantamaiden käyttömuoto voi vaikuttaa myös pohjapadon sijoituspaikkaan. Esimerkiksi alaville rantapelloille ja niiden salaojitukselle voi tulla haittaa pohjapadon aiheuttamasta kesävesipinnan nostosta.

Maisematekijöiden vaikutusta pohjapadon sijoitukseen on käsitelty kohdassa 3.2.

### 3.2 POHJAPADON VAIKUTUKSET VESIMAISEMAAN

#### 3.21 Vaikutuksia vesistön luonteeseen

Pohjapatojen rakentamisen maisemallisena perusteena on yleensä ollut vedenpinnan nosto tai suvantojen muodostaminen virtaavaan vesistöön. Aiheena rakentamiselle on tällöin usein joessa syystä tai toisesta tapahtunut virtaamien pieneneminen niin paljon uoman kokoon verrattuna, että uoman pohjaa on jäänyt kuivilleen. Patojen avulla voidaan palauttaa jokisuvantojen yleisilme tai keinotekoisesti aikaansaada jokilevennyksiä. Huomattava on tällöin, että padotus vaikuttaa virtaavassa vesistössä aina siten, että vesistö muuttuu luonteeltaan suvantomaisemmaksi tai jopa lampimaiseksi kuten esim. vanhoissa myllylammissa. Virtauksen hidastuessa veden liikkeen maisemallinen vaikutus mm. pyörteiden ja akanvirtojen muodostuminen vastaavasti vähenee. Samoin vedenkorkeuden vaihtelu vähenee, jolloin myös esim. kasvillisuudessa ilmenevä rantavyöhyke kapenee. Jotta virtaavan veden luonne padotuksesta huolimatta voitaisiin säilyttää olisi syytä pyrkiä kohtuullisen vedenkorkeusvaihtelun aikaansaamiseen pohjapadon muotoilulla, esim.



ns. V-aukoilla. Veden korkeuden vaihtelu on syytä ottaa tällöin huomioon myös rannan poikkileikkauksen valinnassa tai muotoilussa siten, että kesäy livesi pääsee nousemaan muuta rantatörmää loivemmalle tulvavyöhykkeelle, jolle voidaan istuttamalla saada aikaan maisemallisesti arvokasta kukkivaa rantakasvillisuutta (mm. kurjenmiekkaa, rantakukkaa ja ranta-alpia, kuva 36).

Kuva 36. Kasvukauden vedenkorkeuden vaihtelun ja rannan profiilin järjestäminen pohjapadon yläpuolella.

Mahdollisimman tasaisena pysyvän vedenkorkeuden aikaansaaminen voi olla perusteltua silloin, kun halutaan suvanto esim. virkistystoimintaa varten tai jos suvanto liittyy rakennuksen piha-alueeseen, jolloin lampi luo maisematilaan tavallaan korkeussuhteiden kiinteän perustason. Veden maisemallisista vaikutuksista korostuu tällöin sen luonne seisahduneena, jolloin se ns. vesipeilin muodostumisen tai korostumisen seurauksena heijastaa enemmän ympäristöään kuin virtaava ja väreilevä vesi.

Itse pohjapadossa korostuvat virtaavan veden ominaisuudet siten, että esim. virtapaikkaan, jossa aikaisemmin on esiintynyt vain väreilyä tai laineiden muodostusta, syntyy putouskorkeuden noustessa kuohuja ja esim. vastaavana ääni-ilmiönä kohinaa. Mikäli esim. joki on aikaisemmin ollut ko. paikalla tasakaltevuuksinen muuttuu maisema padon vaikutuksesta tavallaan kahteen suuntaan: yläpuolella suvantomaiseksi ja itse padon kohdalla koskimaiseksi tai vesiputouksen tyyppiseksi padon rakenteesta riippuen. Padon vaikutus veden virtailutapaan tulee ottaa huomioon padon muotoilussa ja pintarakenteessa, jolloin padolle voi muodostua koskea vastaava maisemallinen arvo.

### 3.22 P o h j a p a d o n s i j o i t u s j a l i i t t ä m i n e n e r i m a a s t o - o l o s u h t e i s i i n

Luonnonoloissa muodostuu koskia tai virtapaikkoja maastokohtiin, joissa joki tai puro virtaa kallion tai moreeniselänteen yli. Muuta jokiosuutta nopeampi virtaus samalla korostaa maiseman geologisia peruspiirteitä. Koskiuomassa vesi kuluttaa kallion ja karkean kiviaineksen näkyviin ja veden liikkeessä ilmenevä voima on suhteessa maaperän kulutusta vastustavaan voimaan, mm. kiviaineksen karkeuteen. Koskialueet ovat aina maisemallisesti keskeisiä kohteita, joissa seudun maaperäolosuhteet muodostuvat ilmasto- ja vesiolosuhteiden mukaan vaihtelevaksi, jatkuvassa liikkeessä olevaksi kokonaisvaiku-

telmaksi. Pohjapadon sijoittaminen koskeen tai virtapaikkaan on sinänsä luontevaa, mitä puoltavat myös painumisominaisuudet (kohta 2.41).

Tilanteessa, jolloin esim. uoman vesimäärä on vähentynyt, koetaan koskialueen kivikko helposti maisemallisesti häiritseväksi. Mikäli halutaan pohjapatojen avulla nostaa alapuolisen suvannon vedenpintaa kivikon peittämiseksi ei kannata pyrkiä kuitenkaan jokiosuuden täydelliseen porrastamiseen, koska padon alapuolelle jäävä luonnonkivikko liittää padon luontevasti alkuperäiseen maastokynnykseen. Samasta syystä ei patoa pitäisi sijoittaa liian alas virtapaikassa, vaan mieluiten entisen koskenniskan seudulle.

Mikäli pato halutaan sijoittaa kohtaan, jossa erityistä maastokynnystä ei ole alunperin ollut, esim. tehtäessä patolampea, olisi kaivu- tai muuta täyttömaata syytä varata niin paljon, että padon päiden kohdalla voidaan nostaa ympäröivää maastoa loivaksi kummuksi. Pato saadaan näin liittymään tietoisesti muotoiltuun maastokohoumaan, jota voidaan vielä korostaa esim. puuistutuksin.

### 3.3 KENTTÄTUTKIMUKSET JA MAAPERÄSELVITYKSET

Kenttätutkimusten ja maaperäselvitysten tarve ja laajuus pohjapadon paikan valinnassa ja itse padon suunnittelussa vaihtelevat tapauksittain. Myös suunnitteluvaihe (yleissuunnitelma, lopullinen rakennussuunnitelma) vaikuttaa tutkimusten laajuuteen.

Kenttätutkimuksilla selvitetään maastomittauksien suunnittelun tarvitsemassa laajuudessa uoman pituusleikkaus, poikkileikkaukset ja rantojen korkeussuhteet.

Vedenkorkeuksista ja virtaamista tulee tehdä hydraulisen mitoituksen edellyttämät mittaukset, mikäli aikaisempia havaintoja ei ole tai ne ovat puutteellisia. Jääoloista ja jäätteenlähdestä tehdään myös havaintoja.

Rantojen käyttömuodot ja epäselvyydet omistussuhteissa tulee myös selvittää. Erilaiset rakennukset, laiturit, salaojat, viemärit ym. rakenteet kartoitetaan padon vaikutusalueilla ja niiden korkeustasot vaaitaan. Rakenteiden kunto ja toimivuus tarkistetaan ja merkitään pöytäkirjaan. Kartoitusta havainnollistetaan riittävin piirroksin ja valokuvoin. Rakenteiden kunnan ja toimivuuden tarkistuksella on merkitystä mahdollisten tulevien riitatapausten selvittelyssä.

Laajemmin kenttätutkimuksia on käsitelty esimerkiksi julkaisussa "Maankuivatuksen suunnittelu", Vesihallituksen monistesarja 1983:204 A. Julkaisua voidaan soveltuvin osin käyttää myös pohjapatojen kenttätutkimuksissa.

Maaperäselvityksiä tarvitaan jo yleissuunnitteluvaiheessa, koska tällöin päätetään lopullinen patopaikka. Kun lisäksi yleissuunnitelmalla haetaan vesioikeuslupa ja tehdään tarvittavat sopimukset, tulee vaihtoehtoiset patopaikat tutkia riittävän tarkasti edullisimman paikan löytämiseksi.

Maaperätutkimukset aloitetaan maastotarkastelulla, jolla saadaan pääpiirteinen kuva maaperäolosuhteista ja voidaan arvioida tarvittavat tutkimukset.

Patopaikoilla on tehtävä painokairauksia pehmeitten kerrosten paksuuden määrittämiseksi ja vaihtoehtoisten paikkojen vertailemiseksi. Samassa yhteydessä otetaan maanäytteitä maalajien määrittämiseksi.

Rakennesuunnittelua varten täydennetään tehtyjä maastotutkimuksia tarpeen mukaan paino- tai heijarikairauksin. Myös tärykairausta voidaan käyttää lähinnä kovan pohjan ja kalliopinnan määrittäyksissä. Pehmeiköillä tehdään tarvittaessa siipikairauksia patopohjan lujuusominaisuuksien selvittämiseksi.

Häiriintyneistä maanäytteistä määritetään maalaji ja vesipitoisuus. Maalajin avulla voidaan arvioida riittävän tarkasti maan vedenläpäisevyys ja eroosioherkkyys. Vesipitoisuuden



perusteella voidaan arvioida alustavasti savikerrosten painumia (kohta 2.41). Pehmeiköillä voidaan joissakin tapauksissa joutua ottamaan häiriintymättömiä näytteitä painumakokeita varten painumalaskelmien suorittamiseksi.

Yksityiskohtaisesti eri maastotutkimusmenetelmät on selostettu julkaisuissa "Maaperän rakenteesta ja maastotutkimusmenetelmistä", Vesihallituksen tiedotuksia 219 tai Suomen geoteknillisen yhdistyksen kairausoppaissa I-V.

#### 4. POHJAPATOJEN MITOITUS JA RAKENNE

##### 4.1 BETONIRAKENTEISET POHJAPADOT

##### 4.11 Yleistä

Betonirakenteinen pohjapato tulee kysymykseen silloin, kun rakennuspohja on kalliota tai lähes painumatonta maata kuten tiivistä moreenia. Betonirakenteinen pohjapato voidaan tehdä kokonaan betonista tai pelkästään tiivistysosa tehdään betonista ja verhoilu kivistä. Padon harjan muotoilu on helppoa betonia käytettäessä ja harja säilyttää tarkan muotonsa veden ja jäiden vaikutuksesta huolimatta.

##### 4.12 Mitoitus

Pohjarakennusohjeissa suositellaan pohjarakenteiden mitoittamiseen rajatilamenetelmää. Kuitenkin voidaan käyttää myös kokonaisvarmuuskerroinmenetelmää ja sallittujen jännitysten menetelmää. Yksinkertaisinta on käyttää kokonaisvarmuusmenetelmää.

Kokonaisvarmuusmenetelmällä voidaan määrittää rakenteen kokonaisvarmuus kuormien aiheuttamiin jännityksiin verrattuina. Soveltuvia kokonaisvarmuuskertoimien minimiarvoja on esitetty taulukossa 8 (RIL 121 Pohjarakennusohjeet 1980).

Taulukko 8. Kokonaisvarmuuskertoimien minimiarvoja.

Kohde	Varmuuskerroin
Rakennuspohjan sortuma	1,8
Anturan kantokyky	2,0
Kaatuminen perustustasossa	1,5
Liukuminen perustustasossa	2,0 <sup>1)</sup>
Maata tukevan pysyvän rakenteen sortuma	1,8
Rakennusaikaisen kaivannon liukusortuma ja pohjannousu sekä tukirakenteen sortuma	1,5
Hydraulinen murtuminen koheesiomaassa ja suhteistuneessa kitkamaassa	1,5
Hydraulinen murtuminen tasarakeisessa karkeasil- tissä ja hienohiekassa	2,0
Veden noste	1,2

<sup>1)</sup> VH:n Patoturvallisuusohjeet 1985

Betonirakenteinen pohjapato on suunniteltava siten, että se täyttää seuraavat perusehdot:

- padon ja sen perustan varmuus murtumia tai liian suuria muodonmuutoksia vastaan on riittävä
- padon ja sen perustan on oltava riittävän tiivis
- pato ei saa kaatua
- pato ei saa liukua
- routa ei pääse vaurioittamaan patoa
- padon ali tapahtuva suotovirtaus ei aiheuta vaaraa padolle sisäisen eroosion tai hydraulisen murtuman takia
- padon ja rantojen liittymäkohdissa ei tapahdu eroosiota
- padon alapuolisessa uomassa ei tapahdu padolle vaarallista tai muuten haitallista eroosiota

Maapohjan murtumisvaara voidaan selvittää liukupinta-analyysia tai murtotilaan perustuvia kantavuuskaavoja käyttäen. Betonirakenteista pohjapatoa ei yleensä rakenneta niin heikolle maapohjalle, että maapohjan murtuminen tulisi mahdolliseksi.

Maapohjan painuminen lasketaan kohdassa 2.41 esitetyllä tavalla. Vaikka rakenne kestäisikin Pohjarakennusohjeiden sallimat tasaiset painumat ja painumaerot, ei niin suuria (jopa 10 cm) painumia yleensä pohjapadon harjalle sallita. Pato rakennetaan sellaiselle paikalle (kallio tai tiivis pohjamaa) ja siten, että painumat jäävät lähes olemattomiksi. Tällaisella paikalla ei myöskään maapohjan murtumisvaaraa ole.

Kalliopohjalla olevan padon varmuus kaatumista vastaan lasketaan kaavalla (45)

$$n = \frac{\sum M_p}{\sum M_k} (\geq 1,5) \quad (45)$$

$n$  varmuuskerroin

$\sum M_p$  pystyssä pitävien voimien momentti padon alaveden puoleisen reunan suhteen

$\sum M_k$  kaatavien voimien momentti ko. reunan suhteen (nosteen vaikutus otettava myös mukaan)

Maapohjalla olevan padon kaatumisvarmuuden laskenta on esitetty kohdassa 4.132, kuva 43.

Padon varmuus liukumista vastaan lasketaan kaavoilla (46) ja (47)

$$\frac{\sum H}{\sum V} \leq f_{sall} \quad (46)$$

$$n = \frac{f(\sum V)}{\sum H} \geq 2,0 \quad (47)$$

$f_{sall} = \frac{f}{n}$  sallittu kitkakerroin betonin ja rakennuspohjan välissä

$\sum H$  rakennuspohjan suuntaisten kuormien summa

$\sum V$  rakennuspohjan kohtisuorien kuormien summa

$n$  varmuuskerroin

$f = \tan \phi'$  kitkakerroin

$\phi'$  tehokas kitkakulma betonin ja rakennuspohjan välissä (nosteen vaikutus otettava myös mukaan)

Kitkakertoimien tarkan arvon määrittäminen edellyttää laboratoriokeita. Sallitun kitkakertoimen  $f_{sall}$  ohjearvoina voidaan käyttää taulukossa 9 esitetyjä arvoja (RIL 123 Vesirakenteiden suunnittelu. Padot).

Taulukko 9. Sallitun kitkakertoimen ohjearvoja.

Perustan laatu	$f_{sall}$
Ehjä kallio, pinta puhdas ja karkea	0,8
Kallio lievästi rakoillut ja lustoinen	0,7
Sora ja karkea hiekka	0,4
Hiekka	0,3

Maan ja rakenteen välisenä kitkakertoimena käytetään  $f = \tan \phi'$ , kun valu tapahtuu suoraan maan varaan, jolloin betonin pinta tulee karkeaksi. Betonin pinnan ollessa sileä kerrotaan kitkakerron 0,75:llä (Pohjarakennusohjeet 1980). Mikäli laboratoriomäärittelyksiä ei ole, voidaan tehokkaan kitkakulman  $\phi'$  arvoina käyttää siltillä ja silttimoreenilla  $\phi' = 25^\circ$  ja tiiviillä hiekkamoreenilla  $\phi' = 30^\circ$ .

Kalliopohjan tiiviydelle asetetaan suurten säännöstelypatojen ollessa kyseessä tarkat tiiviysvaatimukset. Tiiviys tutkitaan pumppaamalla vettä porattuihin reikiin ja mittaamalla vesimenekki. Vesimenekki saisi olla korkeintaan 1 lugeon (l/min x m x MPa). 1 lugeon on likimäärin  $10^{-7}$  m/s. Matalien pohjapatojen ollessa kyseessä ei yleensä tarvita vesimenekkitauksia kallion tiiviyn tutkimiseksi. Tavallisesti riittää, kun rikkonainen ja rapautunut kallio poistetaan padon alta.

Maanvaraisten pohjapatojen suunnittelussa on varmistuttava siitä, ettei padon ali tapahtuva suotovirtaus pääse muodostumaan niin voimakkaaksi, että se kuljettaa mukanaan hienoja maa-aineksia ja näin vaarantaa padon vakavuuden. Betonirakenteinen pohjapato on pyrittävä rakentamaan sellaiselle maalle, jonka vedenläpäisevyys on  $k \leq 10^{-6,5}$  m/s. Turvallisen suotomatkan määrittämiseksi on otettu käyttöön käsite painollinen suotosuhde, jolla tarkoitetaan painollisen suotomatkan suhdetta padon ja ylä- ja alavedenpintojen eroon (kuva 28, kohta 2.33).

Kokemusten perusteella ohjearvoina em. suhteelle voidaan pitää taulukossa 10 annettuja arvoja (RIL 123 Vesirakenteiden suunnittelu. Padot).

Taulukko 10. Suotosuhteen ohjeellisia minimiarvoja eri maa-  
lajeille.

Perusmaa	Suotosuhde
Siltti ja hieno hiekka	8,5
Keskikarkea hiekka	6,0
Karkea hiekka	5,0
Hieno sora	4,0
Keskikarkea sora	3,5
Karkea kivinen sora	3,0
Pehmeä savi	3,0
Keskikova savi	2,0
Kova savi	1,8
Hyvin kova savi tai moreeni	1,6

Lisäksi betonipadon suunnittelussa on otettava huomioon rakenteen liittäminen rantaluiskaan (kohta 4.134). Roudan vaikutukset betonirakenteisiin on myös otettava huomioon (kohta 4.132). Harjan muotoa on käsitelty kohdassa 4.133 ja muotoilua maiseman kannalta kohdassa 4.16. Suodattimia sekä padon ja uoman verhoilua kivillä tai louhoksella on käsitelty kohdissa 4.24 ja 4.25.

Padon raudoitus mitoitetaan tavanomaisin betonirakenteiden mitoitusmenetelmin ottaen huomioon Betoninormien määräykset.

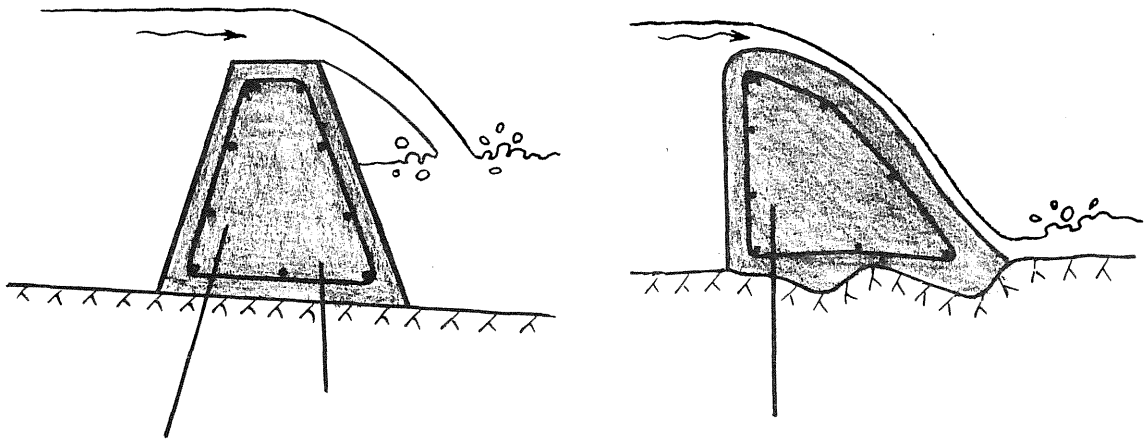
#### 4.13 B e t o n i r a k e n t e i s t e n   p o h j a - p a t o j e n   p e r i a a t e r a t k a i s u j a

##### 4.131 Betonirakenteinen pohjapato kalliopohjalla

Kuvassa 37 on esitetty periaateratkaisu kalliolle rakennetusta raudoitetusta betonipadosta.

Kuvan 37 esittämä pato muotoillaan halutunlaiseksi käyttötarkoituksen, virtausolosuhteiden ja maiseman perusteella (kohdat 2.2, 4.133 ja 4.16).

Kalliopohjalle tulevan padon suunnittelussa on kiinnitettävä erikoisesti huomiota siihen, että kaatuminen ja liukuminen eivät ole mahdollisia. Muilta osin ehyellä kalliopohjalla ei ole yleensä ongelmia.

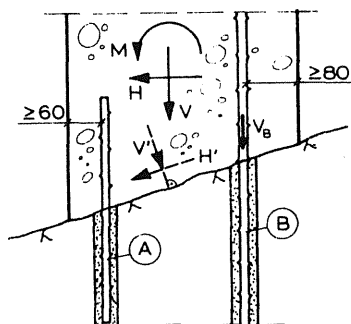


Kuva 37. Kalliolle perustettu betonirakenteinen pohjapato.

Kaatuminen estetään kallioon juotetuilla harjateräspulteilla kuva 38. Teräslaatu on A400H ja tankojen halkaisija tavallisesti  $\varnothing$  20 mm tai  $\varnothing$  25 mm. Sallittuna teräsjännityksenä voidaan käyttää 100–150 MN/m<sup>2</sup> (RIL 98 Maa- ja kalliorakennus, luku 11.12). Tällöin sallituksi vetovoimaksi yhdelle pultille tulee 30–45 kN ( $\varnothing$  20 mm) ja 50–70 kN ( $\varnothing$  25 mm). Kaatumisvarmuus lasketaan kohdan 4.12 kaavalla 45, johon ankkurivoima otetaan yhdeksi pystysuoraksi, kaatumista estäväksi voimaksi.

Turvallinen ratkaisu saadaan, kun upotussyvyys ehjään kallioon määritetään niin, että kalliokartio, jonka kärkikulma on 60° ja korkeus upotussyvyyden suuruinen, painaa ankkurivoiman verran. Nosteen vaikutus on vähennettävä kalliokartion painosta.

Maksimietäisyytenä pulttien välillä kuvan 37 padoilla voidaan pitää 2 m. Kaatumista estävät pultit asennetaan padon ylävirran puoleiseen reunaan etäisyyden reunaan ollessa vähintään 80 mm (kuva 38). Pultit upotetaan betoniin vähintään 0,5 m. Lisäksi harjateräksen ja laastin sekä kallion ja laastin välinen tartuntalujuus täytyy olla riittävä eli työ on suoritettava huolellisesti. Käyttämällä kiilaa teräksen päässä lisätään tartuntavarmuutta kallioon. Pienempää upotussyvyyttä kuin 1 m ehjään kallioon ei ole syytä käyttää.



Kuva 38. Kallioon harjateräspulteilla kiinnitetty pohjapato. A-pultit mitoitetaan leikkausvoimalle (liukuminen) ja B-pultit vedolle (kaatuminen).

Esimerkiksi, jos kaatumisvarmuuden  $n = 1,5$  (kaava 45, kohta 4.12) saavuttamiseksi tarvitaan ankkurivoima  $V_B = 10 \text{ kN}$  patometriä kohti, lasketaan upotussyvyudeksi 2 m ankkurivälillä:

$$2 \cdot V_B = (\gamma - N) V$$

$V_B = 10 \text{ kN}$	ankkurivoima
$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$	kallion tiheys
$N = 10 \text{ kN/m}^3$	veden noste
$V = \frac{\pi r^2 h}{3} = \frac{\pi h^3}{9}$	kalliokartion $60^\circ$ tilavuus ( $h = \text{korkeus}$ , $r = \text{säde}$ )

Vaadittavaksi upotussyvyudeksi saadaan  $h = 1,5 \text{ m}$ .

Liukuminen estetään kalliopinnan hammastuksella ja tarvittaessa kallioon juotetuilla harjateräspulteilla (kuva 38). Teräslaatu on A400H ja tankojen halkaisija tavallisesti  $\varnothing 20 \text{ mm}$  tai  $\varnothing 25 \text{ mm}$ . Liukumisvarmuus ilman pultteja lasketaan kaavoilla 46 tai 47 (kohta 4.12). Jos kalliopohja on vino, jaetaan vaak- ja pystysuorat voimat  $H$ ,  $V$  ja  $V_B$  kalliopinnan suuntaiseen ja sitä vastaan kohtisuoraan komponenttiin  $H'$  ja  $V'$  (kuva 38), joita käytetään kaavoissa 46 ja 47.



Mikäli liukumisvarmuus  $n < 2,0$ , käytetään liukumisen estämiseen pultteja. Pulttien lukumäärä  $N$  saadaan kaavasta 48 (Maa- ja kalliorakennus, luku 11.12).

$$N \geq \frac{\sum H' - f_{sall} (\sum V')}{Q_{sall}} \quad (48)$$

$N$  pulttien lukumäärä  
 $\sum H'$  kalliopinnan suuntaisten voimien summa  
 $\sum V'$  kalliopintaa vastaan kohtisuorien voimien summa  
 (nosteen vaikutus otettava myös huomioon)  
 $f_{sall}$  sallittu kitkakerroin (taulukko 9, kohta 4.12)  
 $Q_{sall}$  yhden pultin sallittu leikkausvoima

Sallitun leikkausvoiman arvona voidaan käyttää  $Q_{sall} = 2,0$  Mp harjateräspultin halkaisijan ollessa  $\emptyset 20$  mm ja  $Q_{sall} = 3,0$  Mp halkaisijan ollessa  $\emptyset 25$  mm. Em. suuruisia sallittuja leikkausvoimia voidaan käyttää, mikäli kallion lujuus on riittävä.

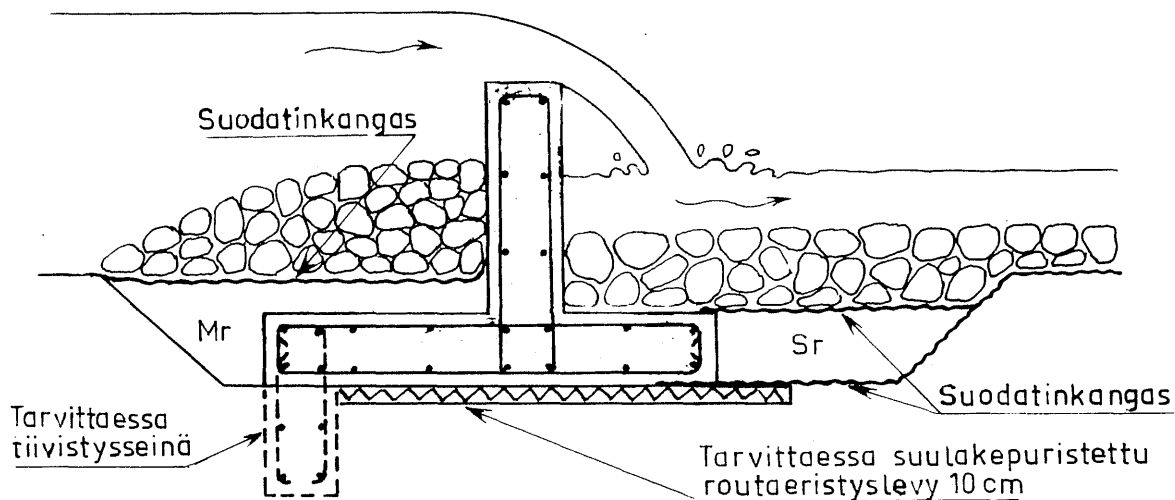
Liukumista estävät pultit asetetaan padon alavirran puoleiseen reunaan (etäisyys reunasta  $\geq 60$  mm) ja upotetaan vähintään 500 mm kiinteään kallioon ja vähintään 200 mm betoniin (kuva 38).

Em. pulttien juottamiseen käytetään sementtilaastia. Kiviaineksena käytetään hiekkaa (maksimiraekoko 1-2 mm). Sementtilaastiin käytetään portlandsementtiä ja hiekkaa painosuhteessa noin 1:1. Laastin vesisementtisuhde on pienempi kun 0,6 (VTT: Kalliopulttien asennus ja laadunvalvonta).

Kun käytetään kallioreikää, jonka halkaisija on 1,5 kertaa pultin halkaisija ja pultin keskeinen sijainti varmistetaan, saavutetaan kallio-osalle yleensä riittävä korroosiosuoja. Kallion ja betonin rajakohta voidaan varmistaa käyttämällä kallioreiän yläosassa suurempaa porareikää ja rajakohdassa lisäksi muoviputkea tai kuumasinkittyä putkea (Laurikainen 1976).

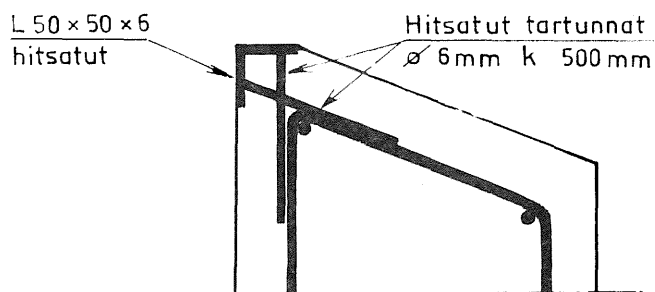
#### 4.132 Betonirakenteinen pohjapato maapohjalla

Kuvassa 39 on esitetty periaateratkaisu tiiviille, lähes painumattomalle maapohjalle tarkoitettusta raudoitettusta betonipadosta.

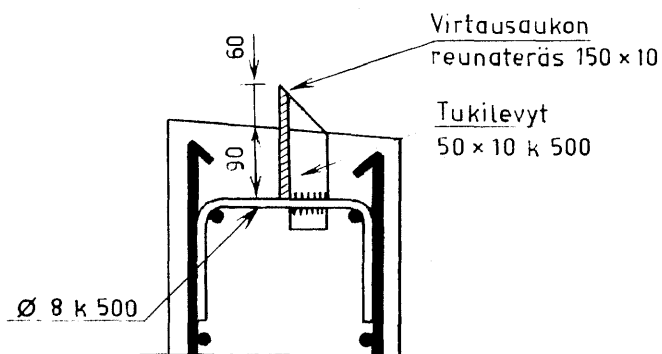


Kuva 39. Painumattomalle maapohjalle perustettu betonirakenteinen pohjapato.

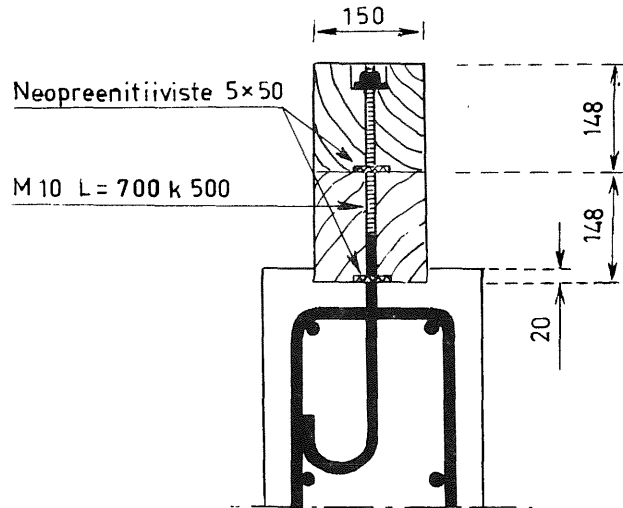
Kuvissa 40 - 42 on esitetty eräitä rakennettujen betonirakenteisten pohjapatojen harjaratkaisuja. Useimmiten harjalla riittää kuitenkin pelkkä betoni, jonka näkyvät terävät särmät on viistetty.



Kuva 40. L-teräksellä vahvistettu pohjapadon harja. (Pahkajärven pohjapato, Enonkoski.)



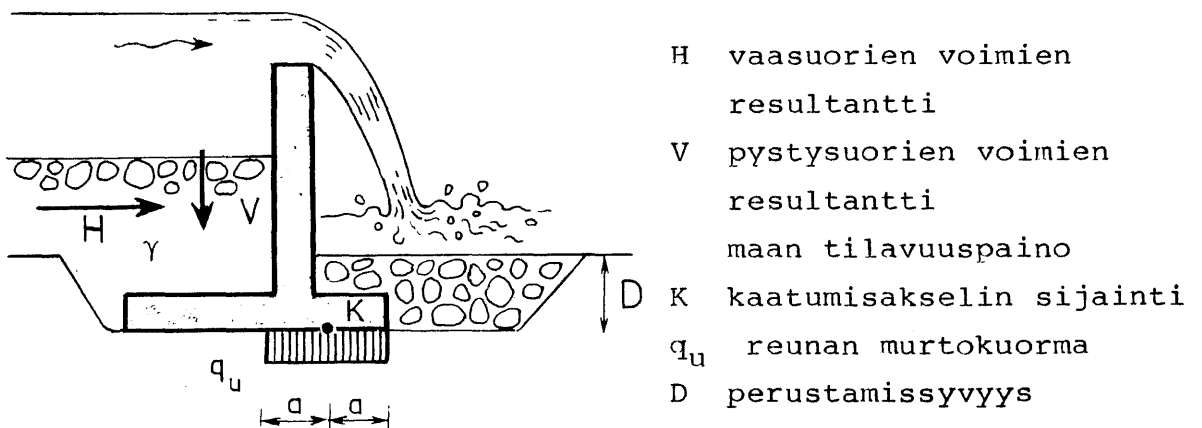
Kuva 41. Mittapadon harja. (Enonkosken kalanviljelylaitos.)



Kuva 42. Paineekyllästetyistä parruista tehty pohjapadon näkyvä harjaosa. (Enonkosken kalanviljelylaitoksen maise-mointityöt.)

Kuvan 39 kulmatukimuurityyppisen padon suunnittelussa on kiin-nitettävä huomiota kaatumisen ja liukumisen lisäksi rakennus-pohjan kantavuuteen (vakavuuteen), painumiseen (kohta 2.41) sekä suotautumiseen (kohdat 2.43 ja 4.12).

Kaatumisvarmuus ( $n \geq 1,5$ ) lasketaan määrittämällä ensin kaatu-misakselin K sijainti, kuva 43 (RIL 95 Pohjarakennus, luku 7.6). Kaatumisvarmuus lasketaan tämän jälkeen kohdan 4.12 kaavalla momenttipisteen ollessa K eikä reuna kuten kallio-pohjalla.



Kuva 43. Kulmatukimuurin kaatumisakselin K määrittäminen.

Reunan murtokuorma  $q_u$  lasketaan kaavalla 49.

$$q_u = \gamma D N_q \quad (49)$$

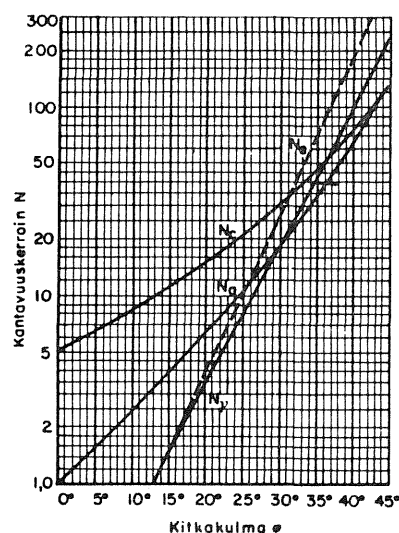
$q_u$  murtokuorma ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma$  täytetmaan tilavuuspaino ( $\text{kN/m}^3$ )

$D$  perustamissyvyys (m)

$N_q$  kantavuuskerroin kitkamaassa

Kantavuuskerroin  $N_q$  kitkamaassa saadaan kuvasta 44 (Pohja-rakennus, luku 3.323). Kun painokairausvastus on vähintään 100 puolikierrosta/0,2 m, voidaan moreenin kitkakulmana käyttää  $\phi = 30^\circ$  ja siltin  $\phi = 25^\circ$ , mikäli tarkempia määrittämiä ei ole. Tässä yhteydessä ei siltin eikä moreenin koheesiota oteta huomioon.



Kuva 44. Kantavuuskertoimen riippuvuus kitkakulmasta.

Murtohetken tasapainoyhtälö on

$$V = q_u 2 a \quad (50)$$

Kaatumisakselin K etäisyydeksi a reunasta saadaan

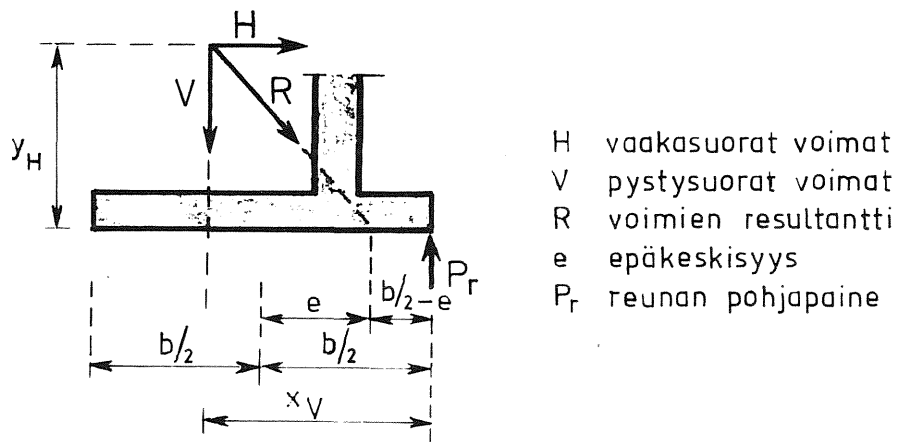
$$a = \frac{V}{2 q_u} \quad (51)$$

Kantavuuden mitoituksessa vaaditaan, että reunan pohjapaine saa olla enintään edellä esitetyn murtokuorman  $q_u$  suuruinen jaettuna varmuuskertoimella  $n = 2$ , ellei suoriteta painumatarkastelua (RIL 95 Pohjarakennus, luku 7.6). Reunan pohjapaine saadaan kaavoilla (52) ja (53) kuvan 45 merkinnöin (Helenelund 1967).

$$P_r = \frac{V}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right) \text{ kun } e < \frac{b}{6} \quad (52)$$

ja

$$P_r = \frac{2V}{3\left(\frac{b}{2} - e\right)} \text{ kun } e > \frac{b}{6} \quad (53)$$



Kuva 45. Epäkeskeisesti kuormitetun kulmatukimuurin reunan pohjapaineen laskenta.

Epäkeskisyys  $e$  lasketaan kaavalla (54).

$$e = \frac{H}{V} y_H + \frac{b}{2} - x_V \quad (54)$$

Varmuuskertoimeksi saadaan (vaatimuksena  $n \geq 2$ )

$$n = \frac{q_u}{P_r} \quad (55)$$

Liukumisvarmuus ( $n \geq 2,0$ ) lasketaan kohdan 4.12 kaavoilla 46 tai 47.

Alaveden puoli voidaan tehdä loivaksi kuten maarakenteisissa padoissakin, jolloin verhoilun kivikoko ja luiskankaltevuus mitoitetaan kohdan 4.25 nomogrammien mukaan. Useimmiten kuitenkin verhoillaan pelkästään uoman pohja ja reunat. Tehokas keino estää padon alaveden puolen syöpyminen on ulottaa pohjalaatta riittävän pitkälle alavirtaan (vrt. kuva 55, kohta 4.15). Rantaluiskat ja padon alapuolinen uoman osa verhoillaan maalajista ja virtausnopeudesta riippuen (kuva 59, kohta 4.25).

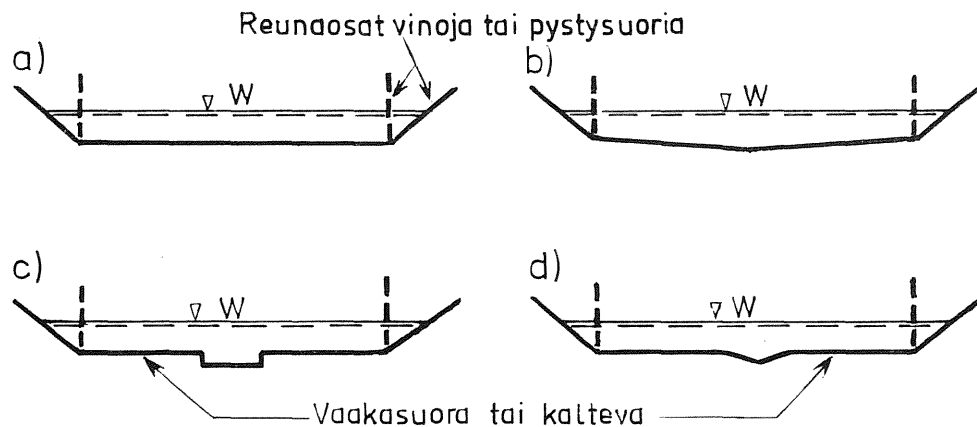
Routimisen vaikutukset betonirakenteisiin on estettävä. Tarvittaessa on rakennettava routasuojaus padon alle (kuva 39), koska routa voi tunkeutua varsinkin vähävetisissä uomissa betonin kautta padon alle.

#### 4.133 Harjan muoto

Harjan muoto valitaan padon käyttötarkoituksen, virtaussuhteitten, purkautumislaskelmien ja padon rakennemitoituksen perusteella.

Harjan virtauksen suuntaisen poikkileikkauksen vaikutusta purkautumiseen on käsitelty kohdassa 2.21.

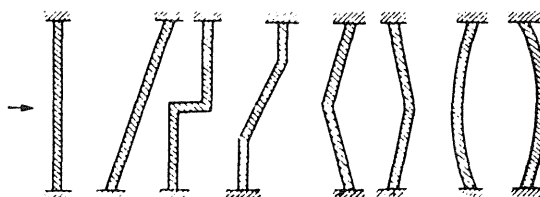
Harjan muotoja virtauksen poikkisuunnassa on esitetty kuvassa 46.



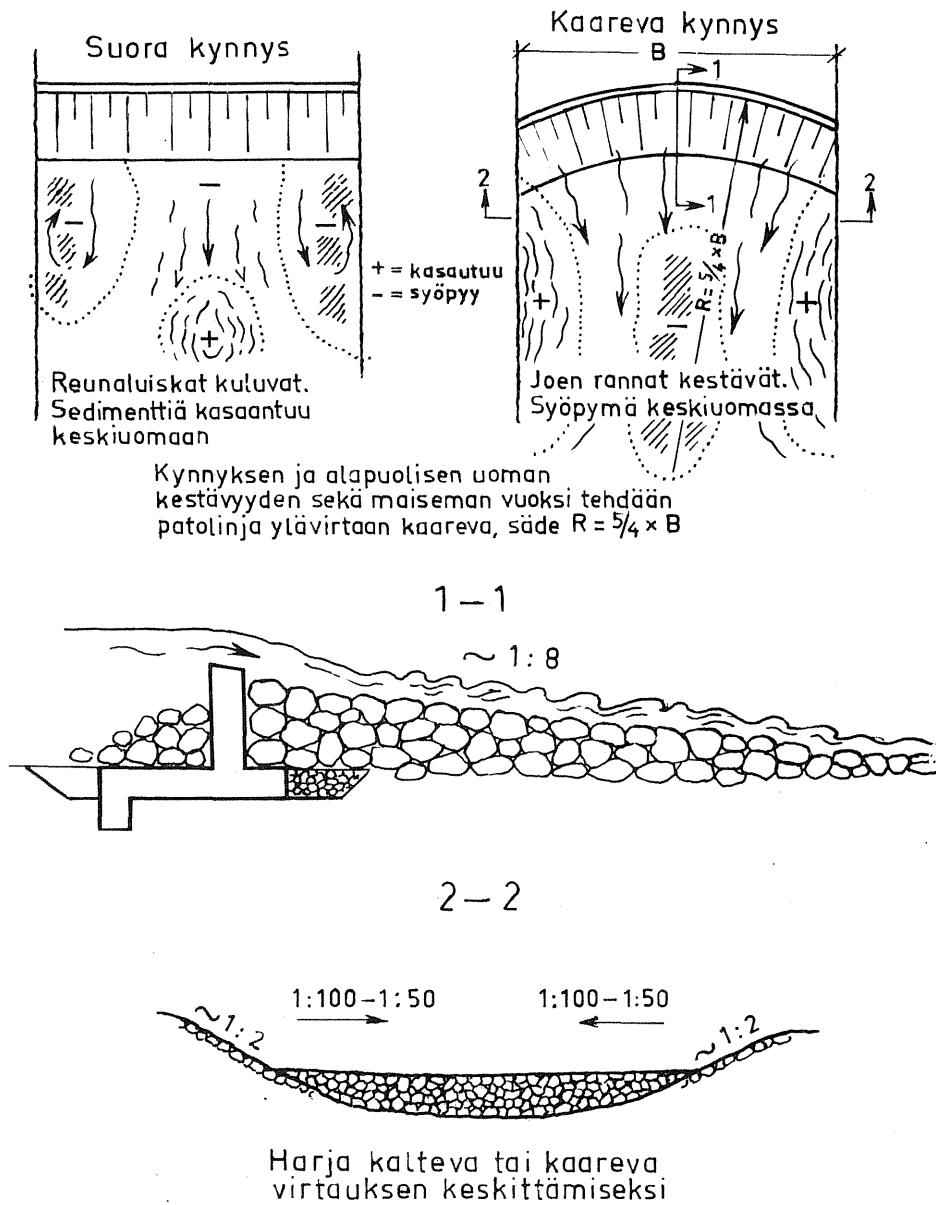
Kuva 46. Harjan muotoja virtauksen poikkisuunnassa. Reunaosat vinoja tai pystysuoria. a) vaakasuora, b) loiva v-muoto, c) suorakulmainen aukko; muu harjaosa vaakasuora tai loivasti v-muotoinen, d) v-aukko: muu harjaosa vaakasuora tai loivasti v-muotoinen. Voi olla myös kaareva (kuva 48).

Harjan muoto valitaan virtaussuhteitten ja purkautumislaskelmien perusteella. Täysin vaakasuoraa padon harjaa tulisi välttää leveissä uomissa, joissa alivirtaamat ovat vähäisiä, koska tällöin vähäisetkin korkeuserot padon harjatasossa aiheuttavat ylivirtauksen sijoittumisen epämääräiseen kohtaan. Tällaisissa tapauksissa kannattaa käyttää loivaa v-muotoa tai aukkoa keskellä.

Harjan muoto päältä katsottuna voi olla suora, vino, taitteinen tai kaareva (kuva 47).



Kuva 47. Erilaisia harjamuotoja päältä katsottuna.



Kuva 48. Kynnyksen muodon vaikutus joen rantojen syöpymiseen.

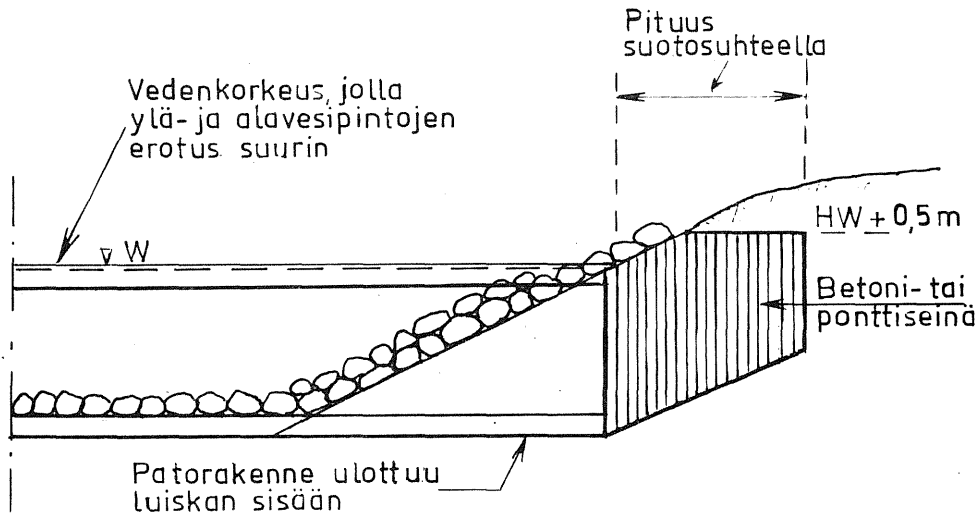


Yleisimmin käytetään suoraa harjamuotoa. Vinolla harjamuodolla saadaan lisää purkautumiskykyä kohdan 2.215 mukaisesti leven-  
tämättä uomaa. Taitteisella ja kaarevalla muodolla saadaan  
myös lisää purkautumiskykyä. Kaarevalla muodolla on lisäksi  
rannan syöpymistä estävä vaikutus, kun lisäksi harja tehdään  
kaltevaksi tai kaarevaksi virtauksen poikkisuunnassa, kuva 48.

#### 4.134 Liittäminen rantaluiskaan

Rannan ja pohjapadon liittymiskohta on todettu usein vaurioi-  
tumisherkeksi kohdaksi sisäisen eroosion takia. Tämän vuoksi  
padon tiivistysosa tulee ulottaa rantaluiskan sisään. Eroosio-  
herkissä maakerroksissa kuten siltissä on käytettävä pontti-  
seinää, joka ulottuu riittävän pitkälle rantaluiskaan.

Kuvassa 49 on esitetty periaate padon liittymisestä rantaan.  
Luiskien louhosverhous, jonka alle tulee suodatinkangas, ulo-  
tetaan padon harjan kohdalla tasolle  $HW + 0,5$  m. Tiivistysosan  
ja ponttiseinän yhteinen vaakamitta arvioidaan suurimman ylä-  
ja alavesipintojen eron sekä rantaluiskan maalajin eroosio-  
herkkyyden perusteella taulukon 10 avulla (kohta 4.12). Täl-  
löin sovelletaan kohdassa 2.33 (kuva 28) esitettyä painollisen  
suotosuhteen laskentaa siten, että vaakamitat otetaan sellai-  
senaan eli niitä ei jaeta kolmella. Esimerkiksi maalajin  
ollessa silttiä ja vesipintojen eron 1 m tulisi painollisen  
suotosuhteen olla 8,5. Tällöin vaakamitta olisi 4,25 m. Vas-  
taavasti maalajin ollessa moreenia suotosuhteen tulisi olla  
1,6, jolloin vaakamitta olisi 0,8 m. Moreenissa ei tällöin  
tarvita ponttiseinää, vaan riittää, kun tiivistysosa upotetaan  
1 - 2 m rantaluiskaan.



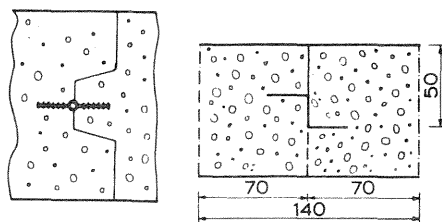
Kuva 49. Pohjapadon liittäminen rantaluiskaan.

#### 4.135 Työ- ja liikuntasaumot

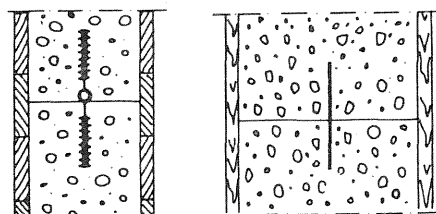
Työteknisistä syistä tai halkeiluvaaran takia betonirakenne joudutaan usein jakamaan saumoilla pienempiin osiin, työ- ja liikuntasaumoihin. Työsaumassa ei tapahdu liikkeitä rakenteen eri osien välillä, koska rauditus menee sauman läpi. Liikuntasaumot suunnitellaan siten, että ne sallivat lämpötilojen vaihtelujen johdosta tapahtuvat liikkeet rakenteen eri osien välillä.

Kuvassa 50 on esitetty pystysuoran ja vaakasuoran työsauman tiivistys (RIL 119 Betonitekniikka, luku 8.47). Tiivistekkeet voivat olla ruostumatonta terästä, kuparia tai muovia.

a)

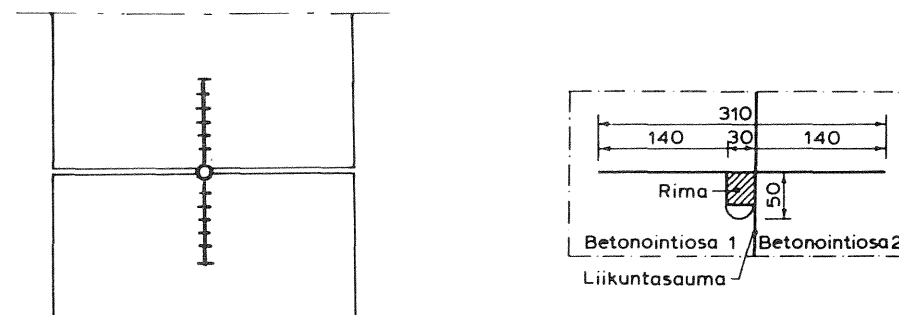


b)



Kuva 50. Pystysuoran (a) ja vaakasuoran (b) työsauman tiivistys muovi- tai metallitiivisteellä.

Kuvassa 51 on esitetty liikuntasauman tiivistys muovi- ja metallitiivisteellä. Muovitiiviste on PVC-muovista saumanauhaa ja metallitiiviste ruostumatonta terästä tai kuparia. Nykyään käytetään yleisimmin muovinauhaa.



Kuva 51. Pystysuoran liikuntasauman tiivistys PVC-muovisella saumanauhalla tai metallisella tiivistelevyllä.

Liikuntasaumavälinä voidaan käyttää noin 6 m eikä suurempaa väliä kuin 10 - 12 m tulisi käyttää.

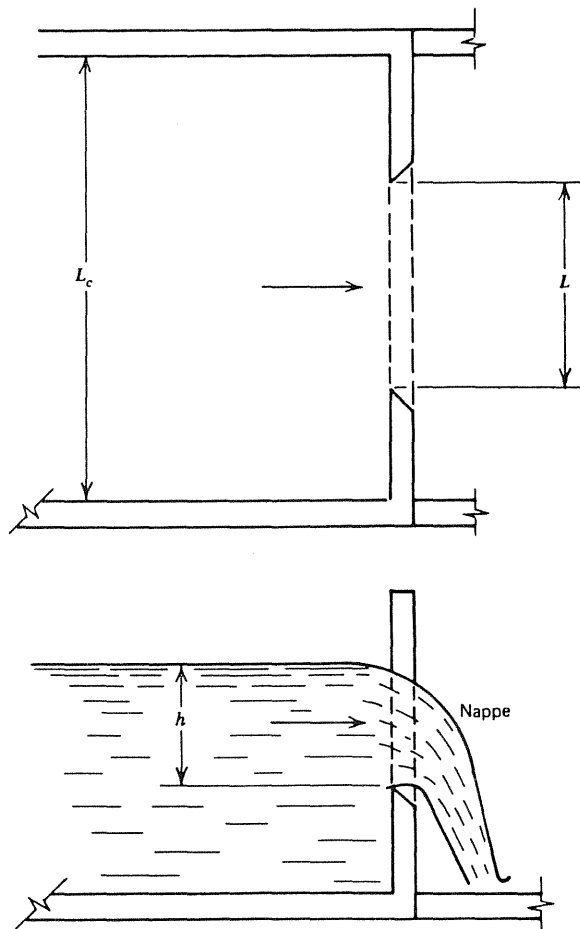
Liikuntasauma voidaan muotoilla hammastuksella siten, että se estää vierekkäisten osien liikkeitä toisiinsa nähden esimerkiksi jäälautan törmäyksen vaikutuksesta.

#### 4.14 Mittapadot

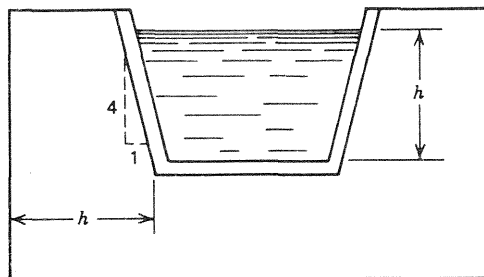
Mittapatoina käytetään betonista tai puupontista tehtyjä, teräväharjaisia ylisyoösyypatoja. Usein mittapatoon liittyy myös piirtävä vedenkorkeusmittari. Ylisyoösyn on oltava vapaa eli alavesi ei saa vaikuttaa purkautumiseen ja ilman on päästävä vesisuihkun alle. Mittapato on sijoitettava niin, että tulonopeus  $v = 0$ . Tyyppejä on lähinnä kolme:

- harja suorakaiteen muotoinen (kuva 52)
- Cipollettin pato (kuva 53)
- Thompsonin pato (kuva 54)

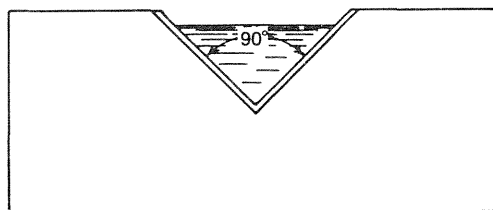
Hydrologisilla tutkimusalueilla käytettäviä mittapatoja on käsitelty julkaisussa "Hydrologiset havainto- ja mittausmenetelmät" (Vesihallituksen tiedotuksia 47, 1984).



Kuva 52. Suorakaiteen muotoinen mittapato.



Kuva 53. Cipollettin mittapato.



Kuva 54. Thompsonin mittapato.

Suorakaiteenmuotoisessa mittapadossa vaaditaan, että tulouoman leveyden  $B$  ja harjapituuden  $b$  erotus on kaavan (56) mukainen (Wheaton 1977). Harjan on oltava vaakasuora ja terävä sekä harjan sivut pystysuoria.

$$B - b \geq 4 h_{\max} \quad (56)$$

$B$  tulouoman leveys (m)

$b$  harjan pituus (m)

$h_{\max}$  maksimipaine korkeus (m)

Purkautuva vesimäärä saadaan kaavalla (57).

$$Q = 1,84 (b - 0,2h) h^{3/2} \quad (57)$$

$Q$  vesimäärä ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$b$  harjapituus (m)

$h$  paine korkeus (m)

$0,2h$  sivusupistuman vaikutus (m)

$b-0,2h$  tehollinen harjapituus (m)

Kaavasta (57) huomataan, että tehollinen harjapituus pienenee painekorkeuden kasvaessa. Mikäli tulonopeus on suurempi kuin nolla, lisätään painekorkeuteen h nopeuskorkeus  $v^2/2g$ .

Cipollettin mittapato eroaa suorakaiteenmuotoisesta siinä, että aukon sivut eivät ole pystysuoria vaan kaltevuudessa 4:1. Kaltevuus 4:1 kompensoi sivusupistuman vaikutuksen. Purkautuva vesimäärä saadaan kaavalla (58) (Rinne 1945).

$$Q = 1,865 \, b h^{3/2} \quad (58)$$

Q vesimäärä ( $m^3/s$ )

b harjan pituus (m)

h painekorkeus (m)

Käytettäessä Cipollettin patoa vesimäärämittauksissa on tuloksen tarkkuuden kannalta välttämätöntä, että padon aukon leveys  $b > 3 h$ , padon harja on vaakasuora ja terävä, ylisöksen paksuus padon harjalla on suurempi kuin  $0,1 b$  ja pienempi kuin  $0,33 b$  sekä että tulonopeus  $v = 0$  tai mahdollisimman pieni.

Thompsonin mittapato soveltuu hyvin pienten vesimäärien mittauksiin. Thompsonin padon aukko on suorakulmaisen kolmion muotoinen ja harja on terävä. Purkautuva vesimäärä saadaan kaavalla (59) (Wheaton 1977).

$$Q = 1,37 \, h^{2,5} \quad (59)$$

Q vesimäärä ( $m^3/s$ )

h painekorkeus (m)

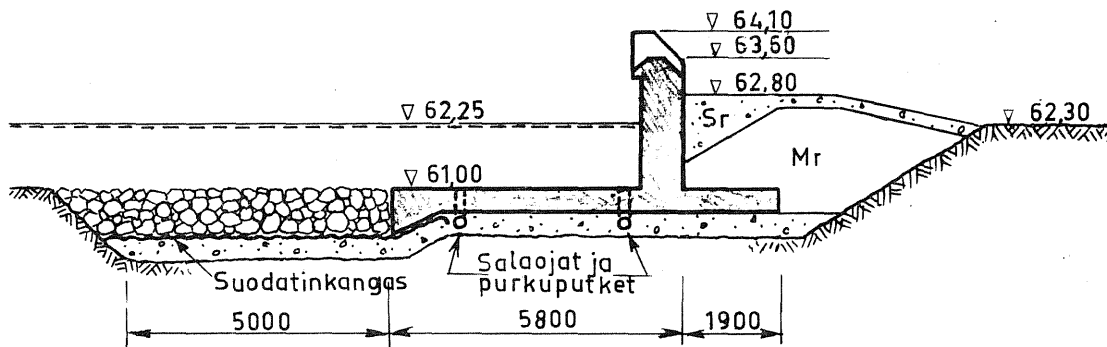
Thompsonin patoa käytettäessä on se sijoitettava niin, että tulonopeus  $v = 0$ . Jos kuitenkin  $v > 0$  on painekorkeuteen lisättävä termi  $1,4 \cdot v^2/2g$ , jolla tulonopeuden vaikutus tässä tapauksessa otetaan huomioon (Rinne 1945).

## 4.15 Ilmastus pohjapadolla

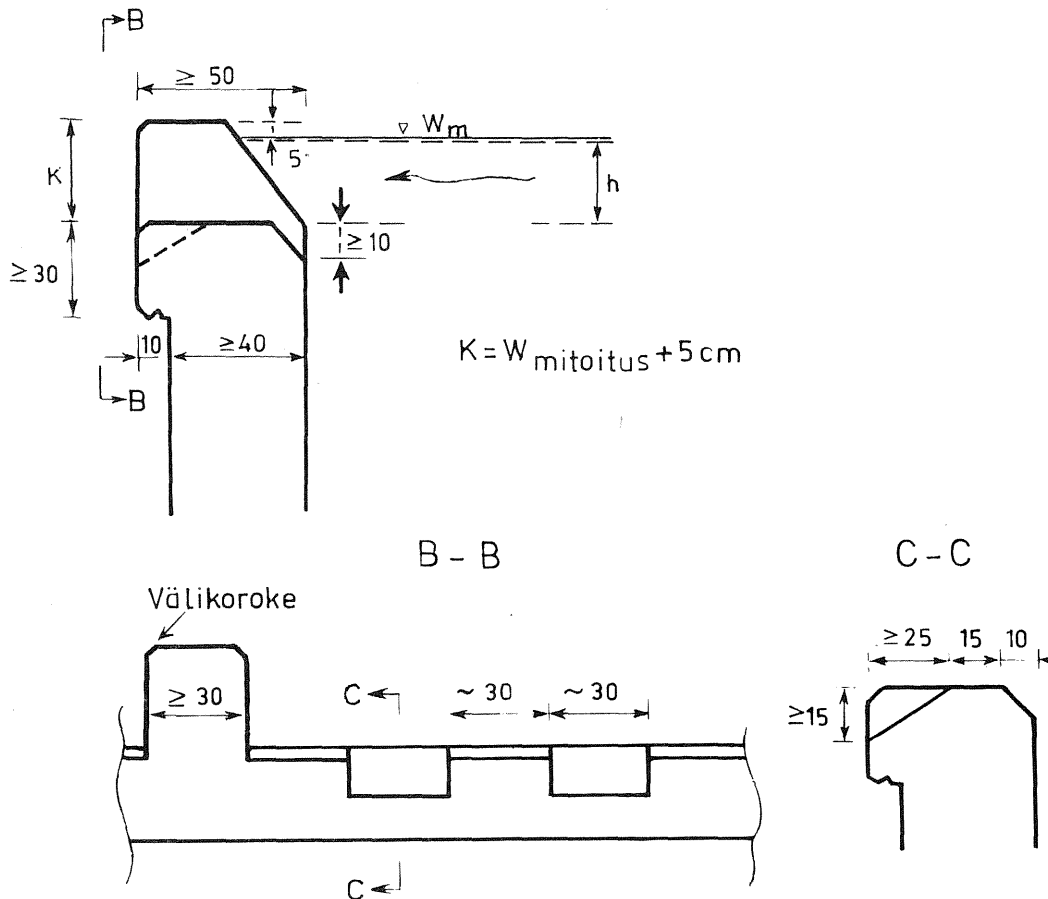
Jokivesistön ilmastusta tarvitaan syyskesällä ja kevättalvella, kun virtaamat ovat pieniä. Pohjapadon avulla voidaan nostaa veden happipitoisuutta. Mahdollisimman hyvän tuloksen saavuttamiseksi tulisi ottaa huomioon seuraavat asiat:

- Padosta tehdään ylisyoksypato, jossa ilma pääsee vesisuihkun alle esimerkiksi padon sivuista. Mikäli pato on pitkä (yli 10 m) turvataan ilman pääsy vesisuihkun alle esimerkiksi välikorokkeilla tai ilmaputkillla.
- Sopiva putouskorkeus on 0,7 - 1,5 m. Mikäli putouskorkeus on suuri (yli 1,5 m) ja halutaan päästä mahdollisimman hyvään lopputulokseen jaetaan ilmastus kahteen peräkkäiseen portaaseen.
- Hyvän ilmastustuloksen saavuttamiseksi alaveden syvyyden tulee olla vähintään 0,5 - 0,6 kertaa putouskorkeus. Riittävä alaveden syvyys on tarpeen myös siksi, että talvella vesi ei nouse jään päälle padon alapuolella.
- Ilmastustulos on lähes riippumaton virtaamasta. Kullakin virtaamalla tulee minimiputouskorkeus, jonka alapuolella ilmastustulos alkaa huonota. Virtaamalla 1,0 m<sup>3</sup>/s patometriä kohti se on noin 1,0 m ja virtaamalla 2,0 m<sup>3</sup>/s patometriä kohti se on noin 1,5 m.
- Padon harjan muotoilu virtauksen turbulenttisuutta lisääväksi parantaa ilmastustulosta. Vesipinnan yläpuolelle kohoaviin vedenjakajiin saattaa talvella muodostua jäätä.

Kuvassa 55 on esitetty esimerkki ilmastuspadosta. Pato on rakennettu Kalajoen Seppäkoskeen syksyllä 1984.



Kuva 55. Seppäkosken ilmastuspato.



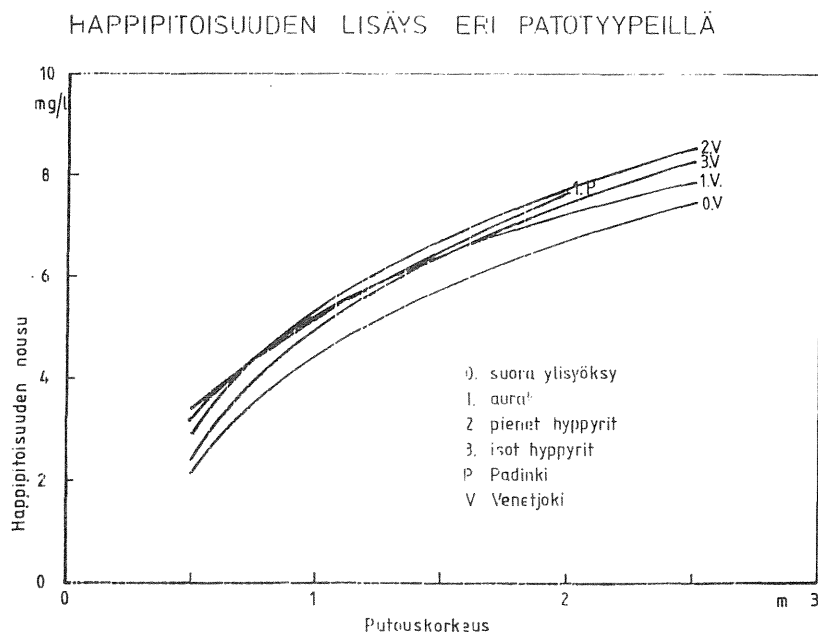
Kuva 56. Esimerkki ilmastuspädon harjaratkaisusta.



Kuvassa 56 on esitetty esimerkki ilmastuspadon harjan yksityiskohtaisesta rakenteesta. Välikorokkeet tarvitaan pitkissä padoissa ilman pääsyn turvaamiseksi vesisuihkun alle. Ne rakennetaan 6 - 10 m välein ja niiden korkeus on ilmastuksen yläveden korkeus mitoitusvirtaamalla lisättynä 5 cm. Lovet padon harjalle tehdään ilmastustehon parantamiseksi. Padon särmät viistotaan kestävyuden parantamiseksi.

Patoseinän paksuus määräytyy mitoituslaskelmilla. Kuvan 54 mitat sopivat tapaukselle, jossa ilmastettava vesimäärä padon pituusmetriä kohti on pienempi kuin  $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Kuvassa 57 on esitetty tuloksia Venetjoen ja Padingin ilmastustutkimuksista (Kokkolan vesipiiri).



Kuva 57. Tuloksia Padingin ja Venetjoen ilmastustutkimuksista. Happipitoisuuden nousu on ilmaistu lähtötasosta  $0 \text{ mg/l}$  ja veden lämpötila  $0^\circ\text{C}$ .

Laajemmin jokivesistöjen ilmastusta on käsitelty esimerkiksi julkaisuissa "Jokivesistöjen ilmastus" (Lakso ja Niemi 1984) ja "Kalajoen veden happipitoisuuden lisääminen" (Lakso 1981).

## 4.16 Muotoilu maiseman kannalta

Betoni on materiaalina luonteva etenkin silloin, kun pato liittyy näkyville jäävään kallioon. Vedenpinnan yläpuolelle mahdollisesti jäävät betonipinnat voidaan pyrkiä liittämään esim. kallion lohkeamispintojen suuntiin välttäen pystysuoria pintoja. Pyöreämuotoisen kallion yhteyteen sopisivat parhaiten kuperat betonimuodot, jollaisia on toteutettu mm. kilpamelontaradoilla. Myös padon linjauksessa on lähtökohdaksi syytä ottaa paikalla mahdollisesti olevan kallioselänteen suunta, mikä ei välttämättä ole kohtisuoraan joen poikki. Vino, taitteinen tai kaareva pato on kohtisuoraa parempi sekä purkautumiskyvyn (kohta 2.215) että kokonaisvaikutelman kannalta. Taite tai kaarevuus on useimmiten luontevampi ylävirran puolella.

Koska betonipadoissa on yleensä kyse suhteellisen jyrkästä putouksesta, voidaan veden alle jäävän osan muotoilun lähtökohtana arvioida eri tyyppisiä veden syöksymistapoja. Pystysuorassa betonipadossa veden virtaus muuttuu etenkin vähän veden aikaan pystysuoraksi vesiverhoksi, jolla on voimakas kontrasti yläpuolisen suvannon vaakasuoran vesipinnan kanssa. Pystysuora vesisyöksy korostaa maisemakuvana virtaavan veden porrastamista. Joissakin tapauksissa, varsinkin muuhun rakennettuun ympäristöön liittyessään tällainen voi olla perusteltua. Tasaista vesiverhoa voidaan elävöittää esim. padon harjan muotoilulla. Muotoilu voisi palvella myös ilmastustavoitteita (kohta 4.15).

Pyöreässä, myös veden purkautumisen kannalta edullisimmassa harjamuodossa (kohta 2.212), jossa vesi ei irtoa putoamisliikkeeseen, vaan joutuu kiihtyvään silovirtaukseen vinoa pintaa pitkin, säilyy vaikutelma veden virtauksen jatkuvuudesta padon kohdalla. Veden kuohumista, millä on padon yhteydessä aina tietty maisemallinen arvonsa, esiintyy tällöin patokynnyksen alapuolelle muodostuvassa vesikynnyksessä, jossa vesi vyöryy "vastavirtaan" paikallaan pysyvänä aaltomuotona. Padon mitoituksessa tulisi maisemalliselta kannalta pyrkiä mahdollisimman korkean ja jyrkän vesikynnyksen muodostamiseen, mikä vastaisi kappaleessa 2.222 kuvan 22a tilannetta.

Jos betoni padon jyrkkyyden takia jää näkyville, ei padon toteutuksessa voi eikä välttämättä tarvitsekaan päästä luonnonmukaisuuteen, koska vähän veden aikaan rakenteen luonne joka tapauksessa paljastuu. Kannattaa silti pyrkiä joko hyvin muotoiltuun, kalliopohjan piirteet ja veden virtailun huomioon ottavaan betonipatoratkaisuun, jota haluttaessa lisäksi elävöitetään esim. joillakin yksittäisillä luonnonkivillä tai sitten betonin täydelliseen kiviverhoiluun, jolloin muotoilussa voidaan soveltaa kappaleen 4.27 näkökohtia.

Jyrkän padon kiitovirtausta voidaan elävöittää esim. muotoilemalla betoniin pyöreämuotoisia kohoumia. Silloin kun vesistön virtaamat ovat riittävän suuria, voidaan yksittäisten kivien upottamisella betonipatooton saada aikaan maisemallisesti mielenkiintoisia virtausmuotoja, kuten eräässä sveitsiläisessä esimerkissä. Lähellä padon harjaa, vastaavasti kun virtapainakassa, aiheuttaa vedenpinnan alapuolelle jäävä kivi matalan sileän aaltomuodon. Alempana, missä virrannopeus on suurempi, riittävän suuri kohouma irroittaa veden kiitovirtauksesta hypyrimäiseksi ryöpyksi. Ottamalla huomioon vesistössä esiintyvät virtaamat voidaan ennakoida, milloin vesi virtaa eri kokoisten esteiden yli tai jättää ne näkyville. Tapauksissa, jolloin kesäaikaiset virtaamat ovat pieniä, on kivien upottamisessa betoniin oltava varovainen, koska materiaalien yhdistämisessä on vaara epäonnistuneeseen kokonaiskuvaan.

## 4.2 MAARAKENTEISET POHJAPADOT

### 4.21 Y l e i s t ä

Maarakenteinen pohjapato voidaan yleensä rakentaa vaihtoehtoisesti samalle paikalle kuin betonipatokin joitakin erikois-tilanteita lukuunottamatta. Lisäksi maarakenteinen pohjapato voidaan rakentaa sellaiselle epäedulliselle pehmeälle pohjalle, jolle betonirakenne ei tule kysymykseen.

Maarakenteisen pohjapadon rakenneosat ovat tiivisteos (maata tai ponttiseinä), tukiosa, luonnonkivi- tai louhosverhous sekä tarvittavat suodattimet.

#### 4.22 M i t o i t u s

Maarakenteinen pohjapato on veden ylivirtausta lukuunottamatta toimintavaatimuksiltaan samankaltainen kuin tavanomainen tekoaltaan maapatokin. Pohjapato on suunniteltava siten, että

- padon ja sen perustan vakavuus on riittävä,
- painumat eivät muodostu haitallisen suuriksi,
- verhousmateriaaliksi käytetty kivi tai louhos on riittävän suurta sekä luiskakaltevuudet ovat sopivia,
- routa ei pääse vaurioittamaan patoa,
- padon läpi ja ali tapahtuva suotovirtaus ei aiheuta vaaraa padolle eroosion tai hydraulisen murtumisen takia,
- padon ja rantojen liittymäkohdissa ei tapahdu eroosiota,
- padon alapuolella uomassa ei tapahdu eroosiota virtausnopeuden kasvun tai virtauksen pyörteisyyden takia.

#### 4.23 T i i v i s t y s o s a n m a t e r i a a l i t

Tiivistysosan materiaaleina voidaan käyttää kunkin kohteen vaatimuksista riippuen moreenia, silttiä, kuivakuorisavea, hiekkaa sekä puu- tai teräsponttiseinää.

Maapatojen tiivistysosan vedenläpäisevyysvaatimuksena on yleensä  $k \leq 10^{-6,5} \text{ m/s}$ . Pohjapadoissa vedenläpäisevyys voi olla huomattavasti suurempi, koska läpisuotautuvista suurista vesimääristä ei välttämättä ole ollenkaan haittaa. Pohjapadon täytyy kuitenkin turvata määrätty alivedenkorkeus, mikä rajoittaa karkeitten materiaalien käyttöä uomissa, joissa alivirtaamat ovat vähäisiä.

Tiivistysosan materiaalin routivuuteen tulee myös kiinnittää huomiota. Routimisen on todettu olevan syynä useissa padon harjan vaurioitumisissa. Materiaaleista hiekka ja sora-moreeni ovat routimattomia, kun taas silttimoreeni, siltti ja savi ovat routivia. Hiekkamoreeni on yleensä routivaa (kohta 2.45, kuva 33). Tiivistysosan ollessa routivaa materiaalia on harja tehtävä sellaiseksi, että routa ei pääse tunkeutumaan tiivistysosaan tai harjarakenne on muutoin sellainen, ettei tiivistysosa routiessaan aiheuta vaurioita padolle.

Tiivistysosa tulee huolellisesti tiivistää käytettiinpä mitä materiaalia tahansa.

#### 4.24 S u o d a t t i m e t

Suodattimia tarvitaan suojattavan rakenneosan sisäisen eroosion estämiseen. Pohjapadoissa suodattimia tarvitaan tiivistäjä tukiosan väliin sekä verhousten alle.

Suodattimena käytetään maalajia, joka täyttää vaadittavat suodatinkriteerit tai suodatinkangasta. Suodatinmateriaalina käytetään yleisimmin soraa ja mursketta, myös hiekkaa voidaan joutua käyttämään. Nykyään on pohjapadoissa siirrytty käyttämään lähes yksinomaan suodatinkankaita.

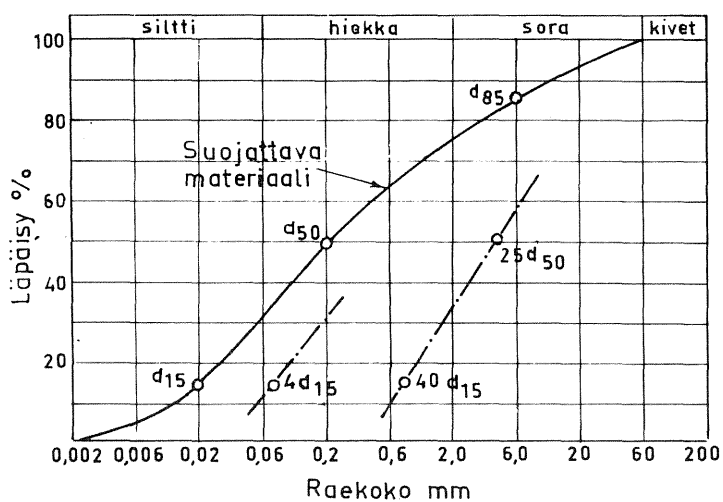
Taulukossa 11 on esitetty suodatinkriteerit suhteistuneille ja tasarakeiselle maalajeille. Kuva 58 esittää suodatinkriteerit lähinnä moreenin osalta (Forskrifter for Dammer).

Taulukon 11 ja kuvan 58 esittämien rakeisuusvaatimusten lisäksi tulisi suodatinmateriaalien täyttää seuraavat vaatimukset:

- jos suojattava materiaali sisältää runsaasti (30 % tai enemmän) soraa tai sitä karkeampia lajitteita, on suodattimen rakeisuus määritettävä suojattavan materiaalin sen osan perusteella, joka läpäisee 20 mm seulan,

Taulukko 11. Suodatinkriteerit (Forskrifter for Dammer).

Suojattava materiaali	Tasaraakeinen $\frac{d_{60}}{d_{10}} < 1,5$	Suhteistunut $\frac{d_{60}}{d_{10}} > 4$
Suodatin		
Tasaraakeinen		
$\frac{D_{60}}{D_{10}} < 1,5$	$5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$	$5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 15$
		$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$
Suhteistunut	$4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 6$	$4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$
$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} < 25$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} < 25$
	$\frac{D_{15}}{d_{85}}$	$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$



Kuva 58. Suodatinkriteerit suhteistuneille maalajeille (esim. moreenille).

- suodatinmateriaali ei saa sisältää yli 5 % hienoaainesta ( $d < 0,04$  mm). Hienoaines ei lisäksi saa olla koheesiomaalajia,
- humuspitoisuus suodattimessa ei saa olla yli 3 %,
- suodatinmateriaalin vedenläpäisevyyden tulisi olla 10...100 kertaa suurempi kuin suojaattavan materiaalin vedenläpäisevyys.

Karkeita suhteistuneita maalajeja pyritään nykyään välttämään suodatinrakenteissa työnaikaisen lajittumisen vuoksi. Suodattimissa käytetään mieluummin lajittuneita materiaaleja, lähinnä hiekkaa ja soraa. Saven suodattimina käytetään mahdollisimman hienorakeista koheesiotonta materiaalia. U. S. Army Corps of Engineers käyttää kriteerinä savia suojaattaessa, että suodattimen  $D_{15}$  pitää olla alle 0,4 mm. Verhouksen ollessa louhosta tarvitaan tällöin lisäsuodattimet louhoksen alle.

Pohjapadossa, jonka tukiosa on louhosta, joudutaan käyttämään ainakin kahta suodatinmateriaalia kriteerien täyttämiseksi. Jos tiivisteos on moreenia, tulee seuraavaksi kerrokseksi sora, jonka jälkeen taas karkeampi materiaali (esim. murske) ennen louhosta.

Suodatinkankaiden raaka-aineiden (yleisimmin käytetty polyesteriä ja polypropyleeniä) ansiosta tuotteille on tunnusomaista suuri lujuus, hyvä kemikaalinkestävyys, lahoamattomuus ja keveys. Suureen vetolujuuteen liittyy usein hyvä venymis- ja repimislujuus, mitkä ovat tärkeitä ominaisuuksia pohjapadoissa. Vedenläpäisevyys kankaissa on suuruusluokkaa  $10^{-2}$  -  $10^{-3}$  m/s ja niillä on hyvä pakkasenkestävyys. Kankaiden raaka-aineista on huomattava, että polyesteri kestää pitkäaikaista auringonvaloa menettämättä lujuuttaan, joten sitä kannattaa käyttää, mikäli kangas voi joutua alttiiksi auringonvalolle. Jouduttaessa upottamaan kangas veteen kannattaa käyttää ominaispainoltaan yli  $10 \text{ kN/m}^3$  olevaa laatua.

Suodatinkankaat on jaoteltu neljään käyttöluokkaan: I = nurmetukset, kasvihuoneet, II = suodatin mineraalilajeja ja turvetta vastaan, III = suodatin karkeata kiviainesta vastaan, IV = suodatin karkeata lajittumatonta louhetta vastaan. Pohjapadoissa tulevat kysymykseen käyttöluokat III ja IV. Lisäksi kankaan tulee olla mekaanisesti sidottua eli neulattua (ei-kudottua), termisesti tai liimalla sidottuja ei tule käyttää. Kankaan paksuus on eräs valintaperuste. Paksumpi kangas säilyttää luotettavammin suodatinominaisuutensa kuin ohut. Pak-suudeltaan 5 mm kankaan on todettu säilyttävän suodatinominaisuutensa vaativissakin kohteissa.

#### 4.25 Verhoukset

Luonnonkivi- tai louhosverhousta tarvitaan estämään eroosiota itse pohjapadossa, uoman luiskissa sekä padon alapuolella nopean ja pyörteisen virtauksen alueella.

Verhouksen suunnittelussa on otettava huomioon virtaavan veden sekä jään ja roudan vaikutukset (Eskelinen 1985).

Virtaavan veden vaikutukset on arvioitava eri tilanteissa. Tällöin on selvitettävä erikoisesti mahdollinen virtaaman vaihtelu ja alaveden korkeus eri virtaamilla ja erilaisissa käyttötilanteissa.

Padon kannalta saattaa esimerkiksi tulvan yhteydessä esiintyvä suuri virtaama olla vaaraton, mutta siihen verrattuna pieni virtaama voi olla vaarallinen, jos se aiheutuu yläpuolisen voimalaitoksen tai padon nopeasta aukaisusta. Myös alaveden peittämät padon osat voivat nopeassa virtaaman lisäyksessä joutua syöpymisvaaraan, kun vesikynnys työntyy myötävirtaan.

Myös jäästä ja roudasta aiheutuu voimia, mitkä pyrkivät rikkomaan verhousta. Routailmiön haittavaikutukset voidaan eliminoida käyttämällä verhouksen alla riittävän paksua routimatonta kerrosta niillä pato-osilla, mitkä eivät ole talvella veden suojaamia.



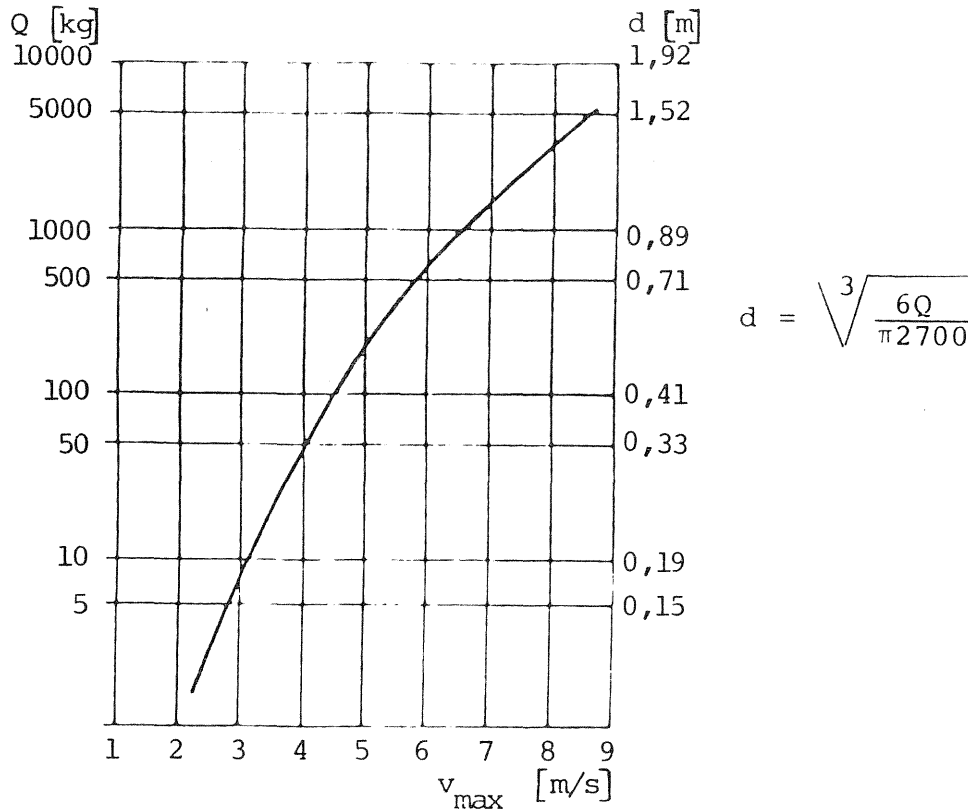
Jään vaikutus näkyy pääasiassa kahdella tavalla. Virtaavan veden mukana liikkuvat jäät voivat irrottaa verhouksesta kiviä, jolloin vesi pääsee tunkeutumaan verhoukseen ja se voi purkautua. Pystysuunnassa esimerkiksi säännöstelyn vaikutuksesta edestakaisin liikkuva jää voi verhouskiviin tarttuessaan rikkoa verhouksen ja olla alkusyynä laajemmallekin vauriolle.

Jään ja roudan yhteisvaikutuksesta voi padon harjalta liikkua jäiden mukana paksumpiakin kerroksia aiheuttaen vuotoja ja syöpymiä verhouksen alla padon rungossa.

Tapahtumien kulku on yleensä yksilöllinen ja patokohtainen. Varsinkin voimakas vuorokausisäännöstely voi aiheuttaa ennalta arvaamattomia jäätymisilmiöitä ja jäiden jatkuvaa liikkumista. Tällaisissa tapauksissa on paikallaan varmistaa padon harjan tiiviys esimerkiksi syvälle ulottuvalla teräsbetoniseinällä, vaikkakin se lisää huomattavasti rakennuskustannuksia. Mikäli padon korjaus ja rakenteen myöhempi varmistaminen voidaan helposti suorittaa, voidaan ottaa isompi riski ja kokeilla aluksi halvemman rakenteen kestävyyttä ko. olosuhteissa.

Kuvassa 59 on esitetty Imatran Voima Oy:n suorittamissa mallikokeissa saatu riippuvuus tarpeellisen kivikoon ja virtausnopeuden välille uoman epätasaisessa virtauksessa (vrt. tasainen virtaus, kohta 2.44). Riippuvuus on käytännössä osoittautunut oikeaksi. Kuvan 59 avulla voidaan määrittää tarvittava verhouskivikoko lähinnä padon alapuolisessa nopean ja pyörteisen virtauksen alueessa.

Kuvan 59 kivikoko tarkoittaa uoman pohjalla olevaa yksittäistä tai huonosti ladottua luonnonkiven kokoa. Kiven painoa määrätessä tulisi varmuuskertoimena käyttää vähintään arvoa 2,0.

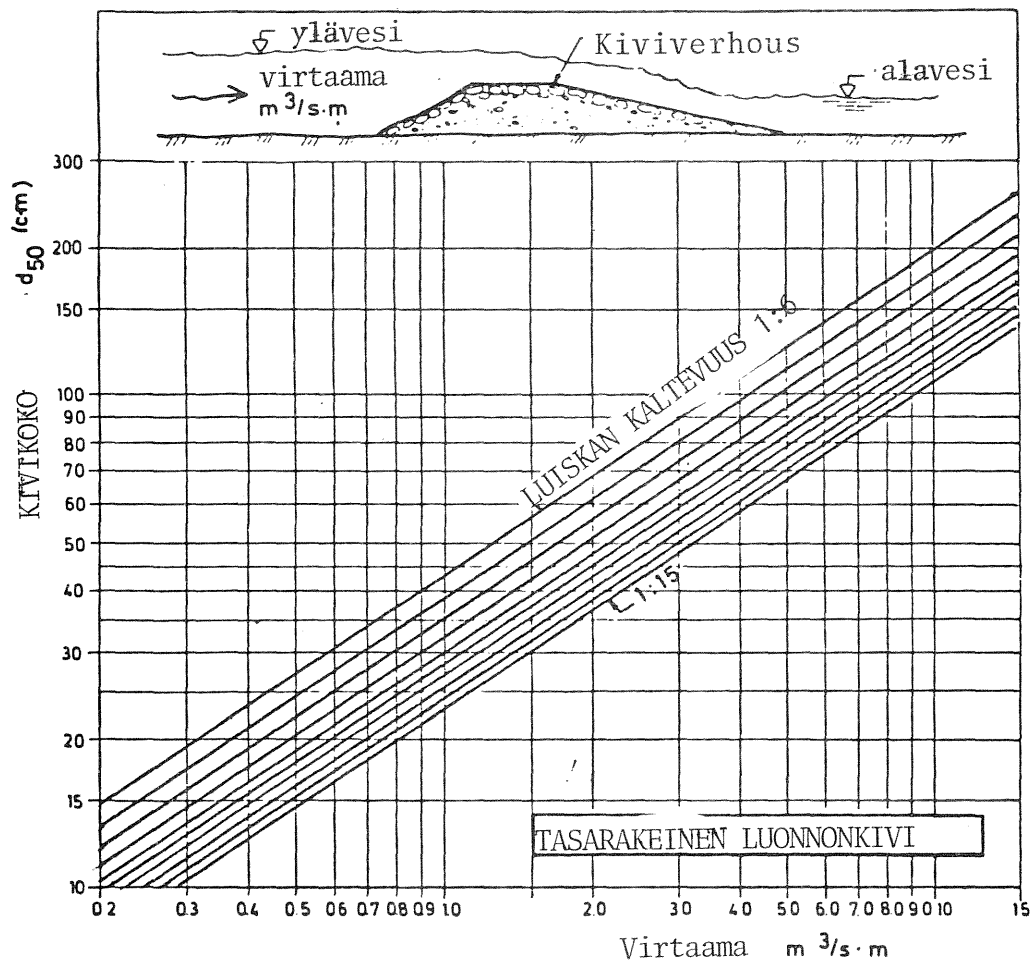


Kuva 59. Stabiilin kivikoon riippuvuus virtausnopeudesta epätasaisessa virtauksessa. Varmuuskerroin  $\geq 2$  (kiven painot kerrotaan vähintään 2:lla).

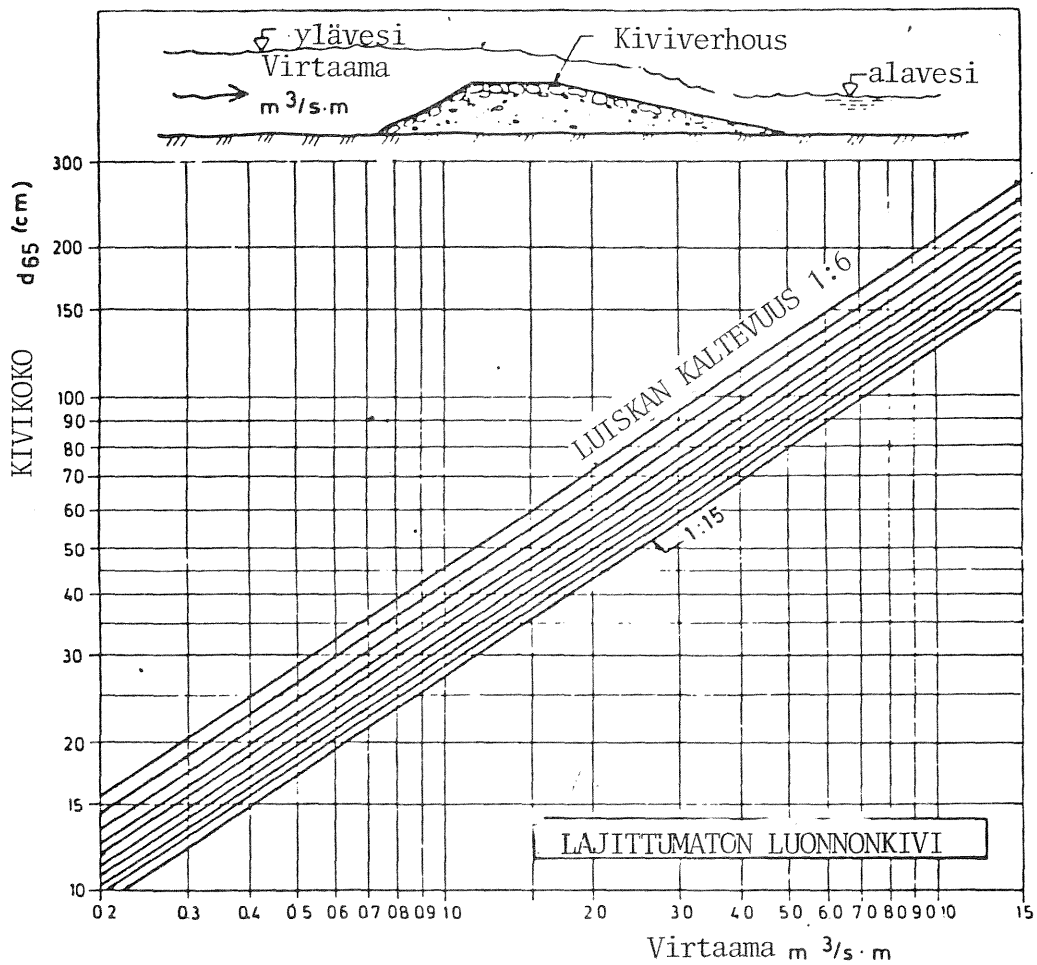
Pohjapadon takaluiskaan tarvittavia verhouskivikokoja on Norjassa tutkittu pienoismallikokein eri luiskankaltevuuksilla ja virtaamalla patometriä kohti. Tulokset ovat oheisissa kuvissa 60 - 63 (Norges Hydrodynamiske Laboratorier rapport 1982 "Terskler i vassdrag").

Kokeet suoritettiin virtauskourussa. Tulokset ovat padolle, jonka korkeus on 2 m ja harjan leveys virtaussuunnassa 4 m. Frouden mallilain mukainen mittakaava oli 1:10 (vrt. kohta 2.214).

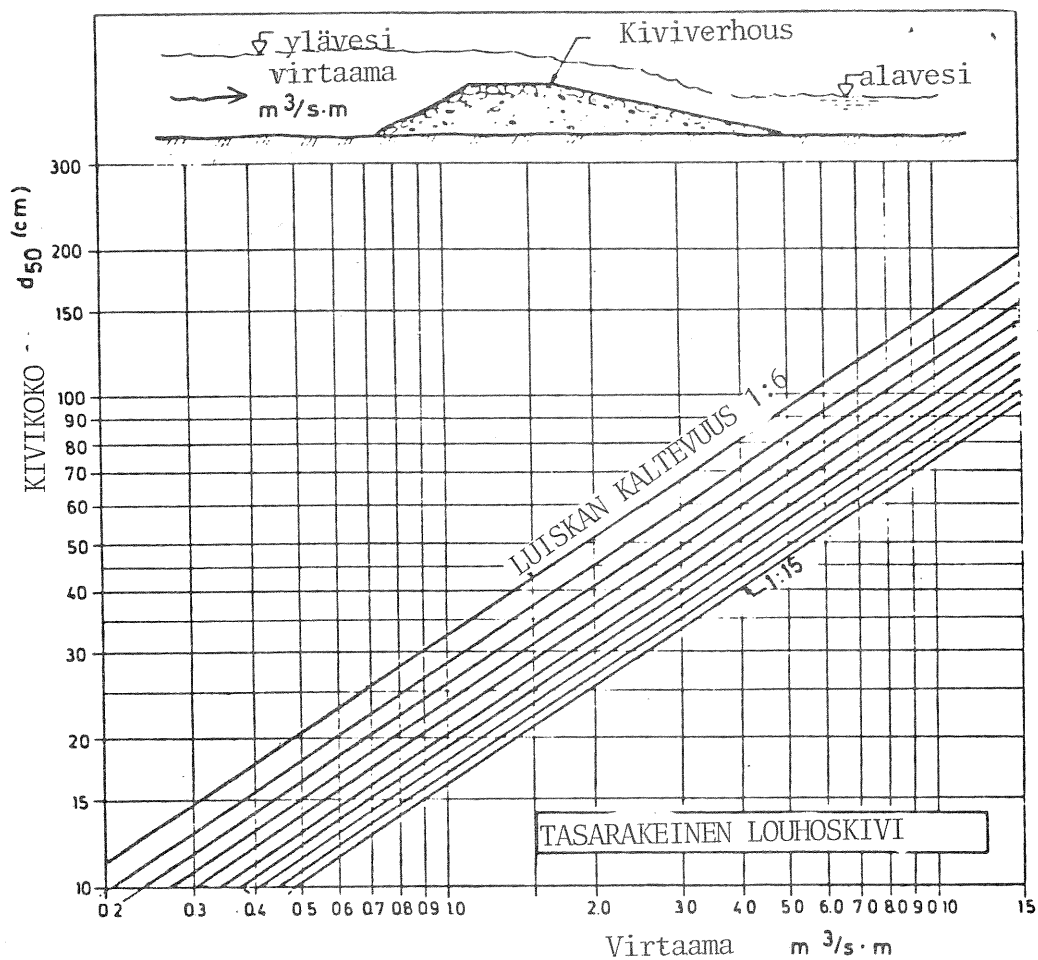
Alaveden ollessa harjatasolla tai ylempänä em. norjalaisten pienoismallikokeiden mukaan pienenee tarvittava kivikoko. Jos alavesi on harjatasolla, voidaan samalle kivikoolle sallia 1,4-kertainen ja alaveden ollessa 0,5 m harjan yläpuolella 1,7-kertainen virtaama. Suurimmat rasitukset alaveden puoleiselle luiskalle tulevat norjalaisten pienoismallikokeiden mukaan luiskan keskivaiheelle eli luiskan keskikohta olisi



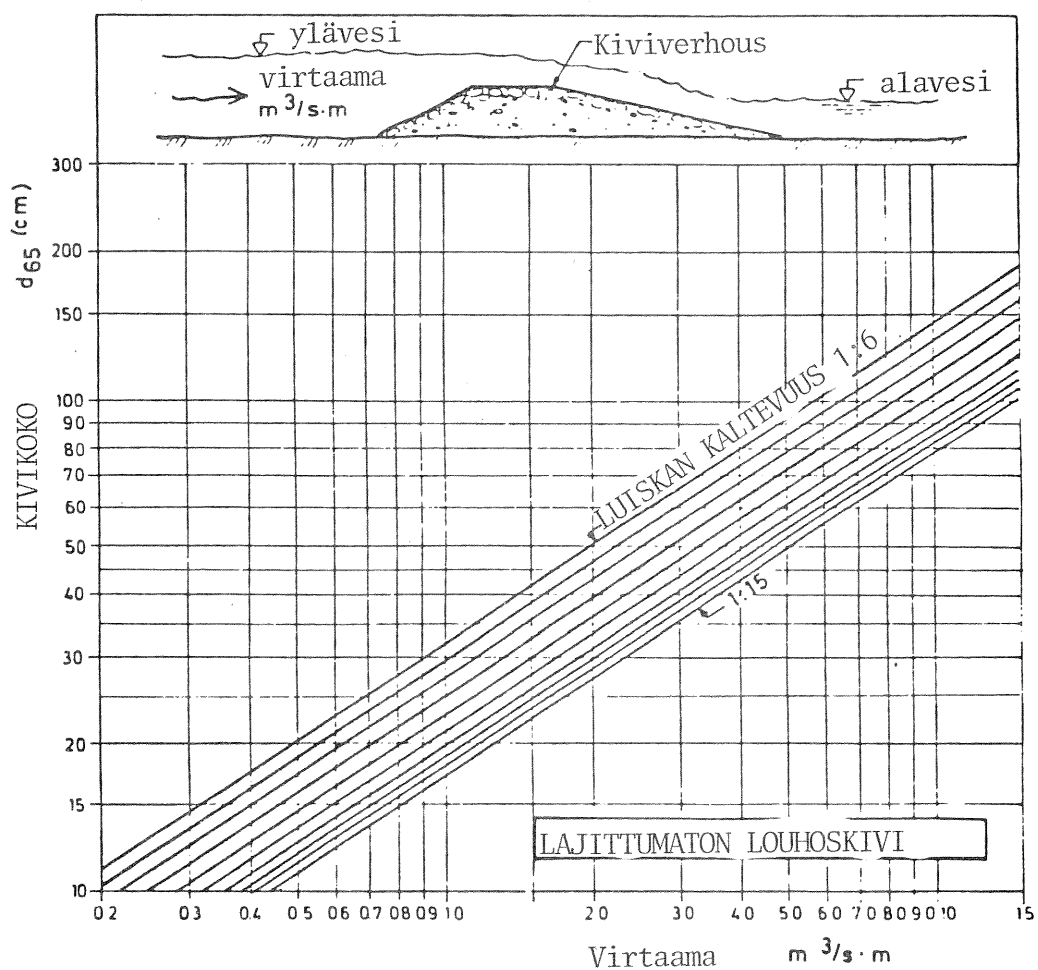
Kuva 60. Vakavuusdiagrammit tasaraakeisille luonnonkiville.



Kuva 61. Vakavuusdiagrammit lajittumattomille luonnonkiville.



Kuva 62. Vakavuusdiagrammit tasarakeisille louhoskiville.



Kuva 63. Vakavuusdiagrammit lajittumattomille louhoskiville.

kivikoon kannalta kriitillisin. Madalletun pato-osan kohdalla virtaa vettä pituusyksikköä kohti enemmän kuin padon muulla osalla, joten tällä kohdalla verhouksen tulee olla kestävämpi.

Kuvien 60 - 63 kivikoot eivät sisällä mitään varmuuskerrointa. Varmuuskertoimena tulisi käyttää vähintään arvoa 2,0. Esimerkiksi, jos kivikooksi virtaaman perusteella saadaan kuvista 60 - 63  $d = 0,5$  m, tulee varmuuskertoimella 2,0 todelliseksi kivikooksi  $d = 0,63$  m. Tällöin kivikoon  $d = 0,5$  m paino  $Q = 177$  kg tulee kaksinkertaiseksi ( $d$ :n ja  $Q$ :n välinen yhteys kuvassa 59).

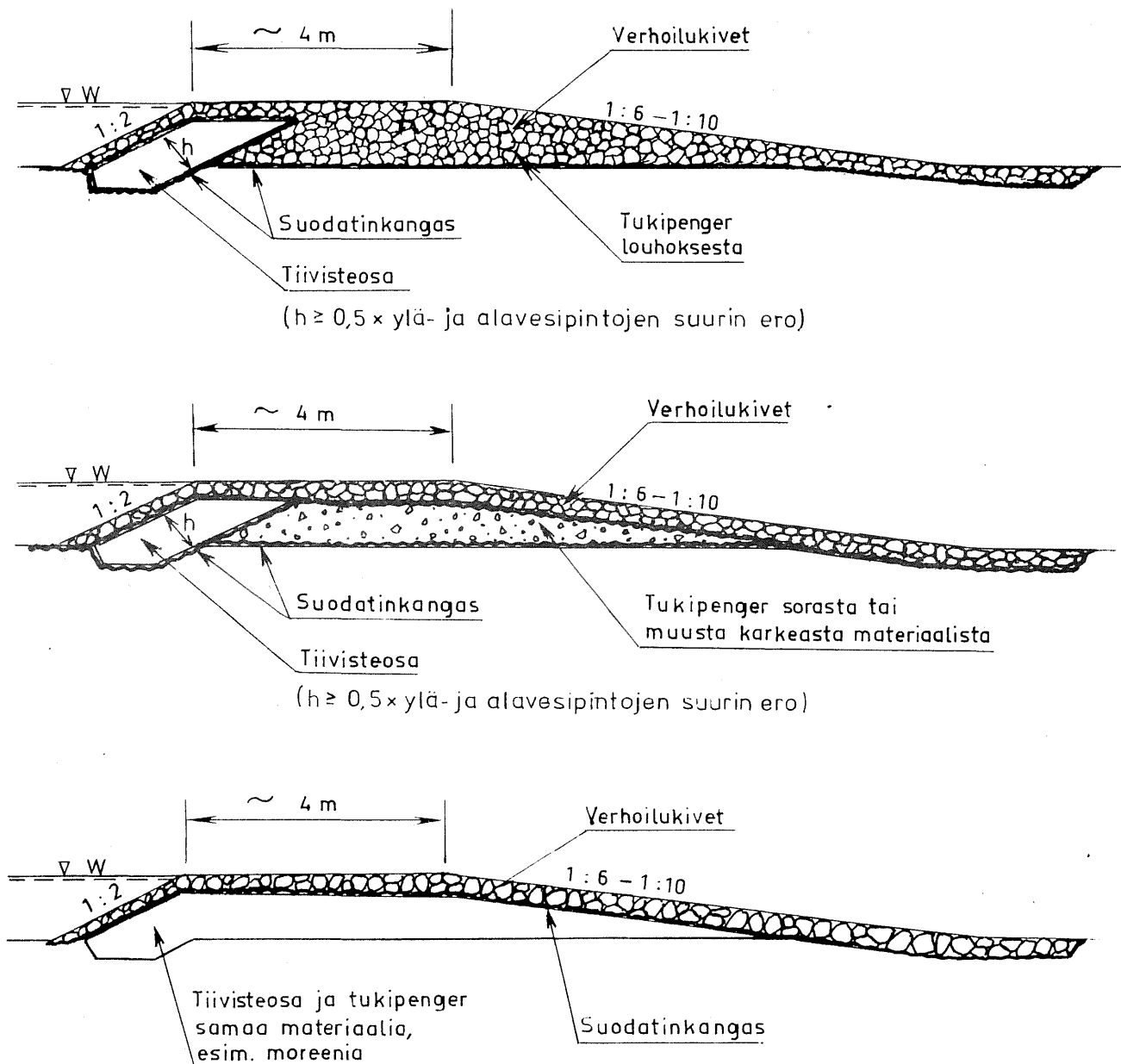
Työvirheet pääsevät herkästi vaikuttamaan verhouksen kestävyYTEEN. Suuren varmuuskertoimen käytöstäkään ei ole aina apua, jos vesivirta pääsee kaivautumaan kivien väliin ja alle. Laskelmissa yleensä oletetaan verhouksen olevan niin tiiviin, että virtaus pyyhkii pitkin verhouksen pintaa ja vain verhouksivien yläosat joutuvat virtausvoimien vaikutuksen kohteeksi. Verhouksen kannalta on tärkeää, ettei verhoukseen jää löysiä kohtia, mistä purkautuminen voisi alkaa.

Verhouksen paksuudella on merkitystä, mutta sillä ei voida korvata huolellista työtä. Kiviverhouksen paksuudeksi suositellaan vähintään  $2-3 \times d$  ( $d$  = kivien läpimitta). Tämän paksuinen verhous voidaan tehdä suoraan suodatinkankaan päälle. Tällöin verhouksen mahdollinen läpisyöpyminen vaatii enemmän aikaa ja korjaustoimenpiteisiin voidaan ryhtyä ennenkuin vaurio ulottuu patorunkoon.

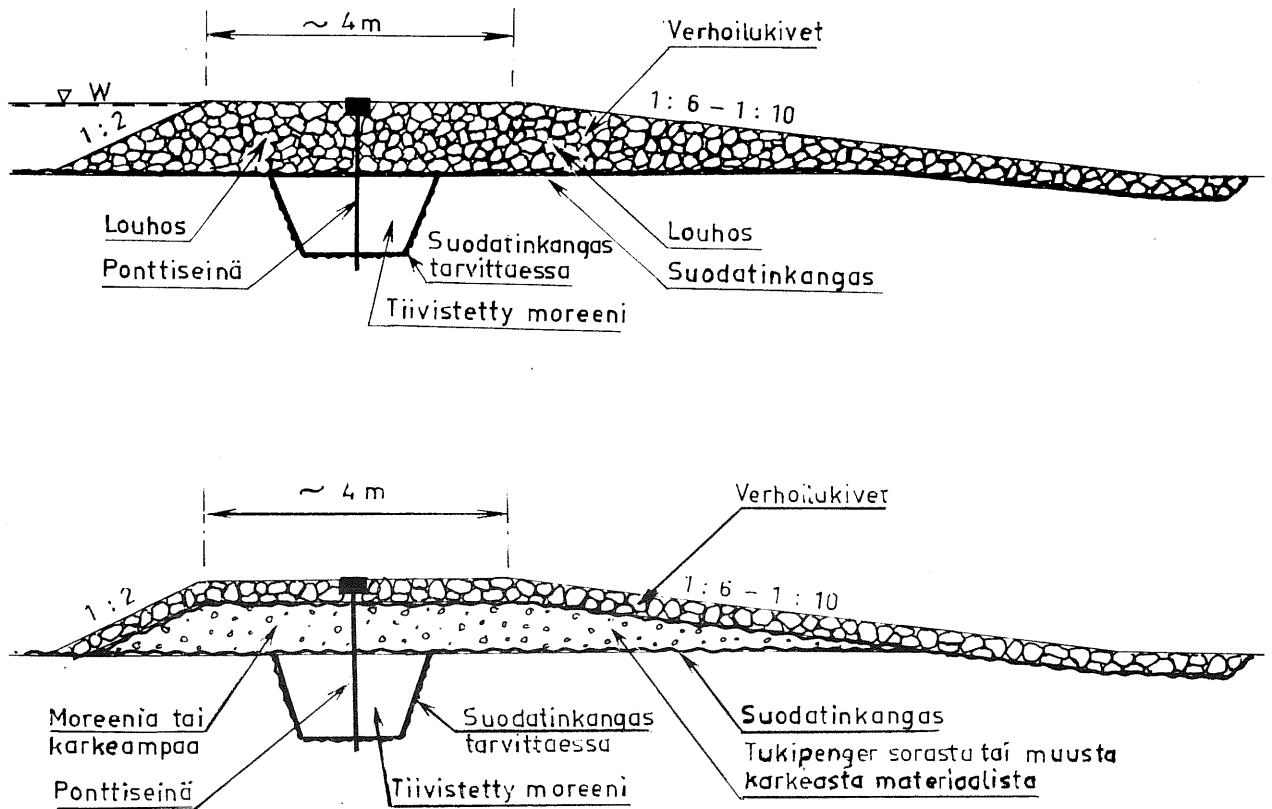
Hyvään tulokseen on päästy myös huolellisesti tehdyllä yksikerrosverhouksella. Tällöin kiviä ei ladota suoraan suodatinkankaan päälle, vaan väliin on jäätävä karkeaa soraa tai sepeleitä vähintään 30 cm, mihin verhouksivet voidaan tukevasti istuttaa. Verhouksivet istutetaan yksi kerrallaan sorakerrokseen siten, että kivet kiilautuvat toisiinsa ja niiden yläpinnat tulevat likimain samaan tasoon. Kun isot kivet on ladottu paikoilleen, täytetään välit aina suurimmalla mahdollisella kivikoolla ja lopuksi veden kanssa soralla.

#### 4.26 Maarakenteisten pohjapatojen periaateratkaisuja

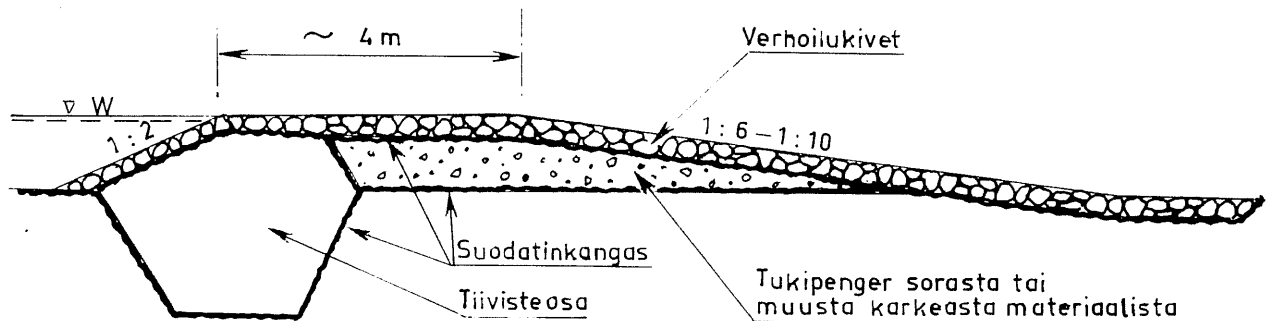
Kuvissa 64 - 69 on esitetty erilaisiin perustamisolosuhteisiin soveltuvia maakakentaisia pohjapatoja. Harjan leveys ja alaveden puoleisen luiskan kaltevuus ratkaistaan tapauskohtaisesti padon korkeuden, ylä- ja alavesipintojen suurimman eron, maisematekijöiden ym. seikkojen perusteella. "Nyrkkisääntönä" harjan leveydelle voidaan pitää takaluiskan kaltevuuden ollessa 1:6 tai loivempi, että arvoista 2 x padon korkeus tai 2 x ylä- ja alavesipintojen suurin ero, valitaan harjan leveydeksi suurempi arvo. Suurempaa leveyttä kuin 4 m käytetään vain poikkeuksellisesti.



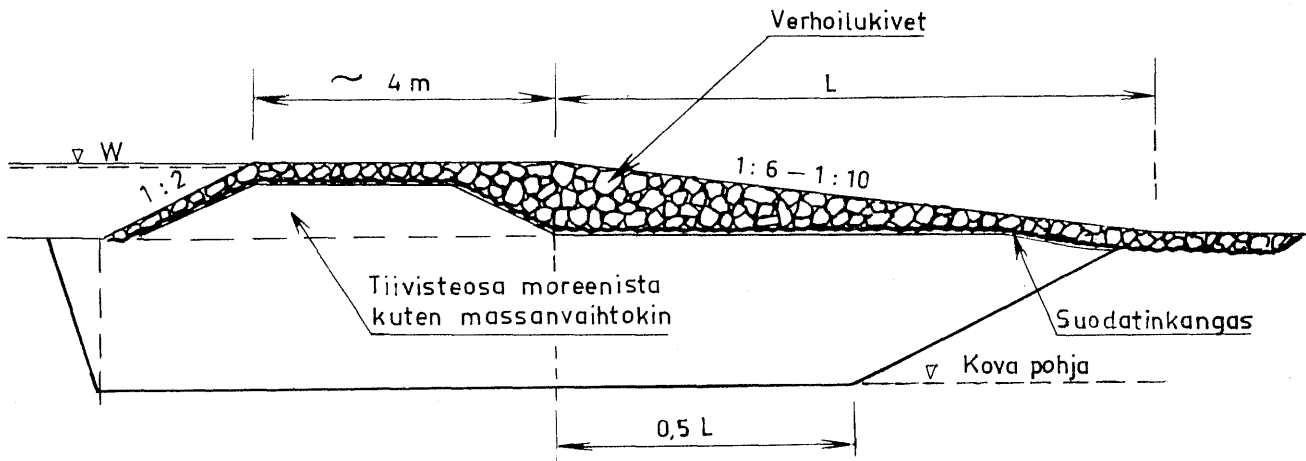
Kuva 64. Maarakenteisia pohjapatoja heikosti läpäisevällä, painumattomalla maapohjalla. Tiivisteos voi olla myös kuvan 67 muotoinen.



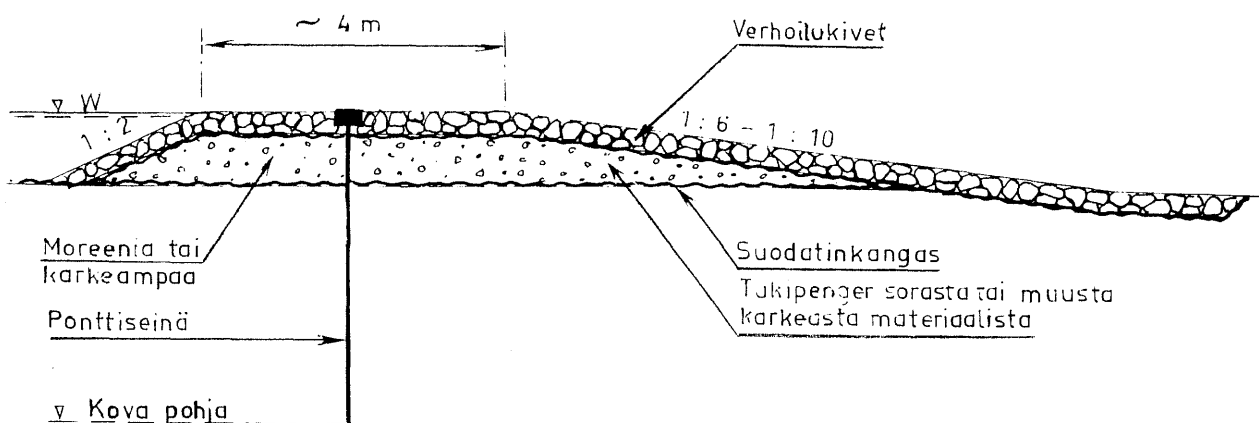
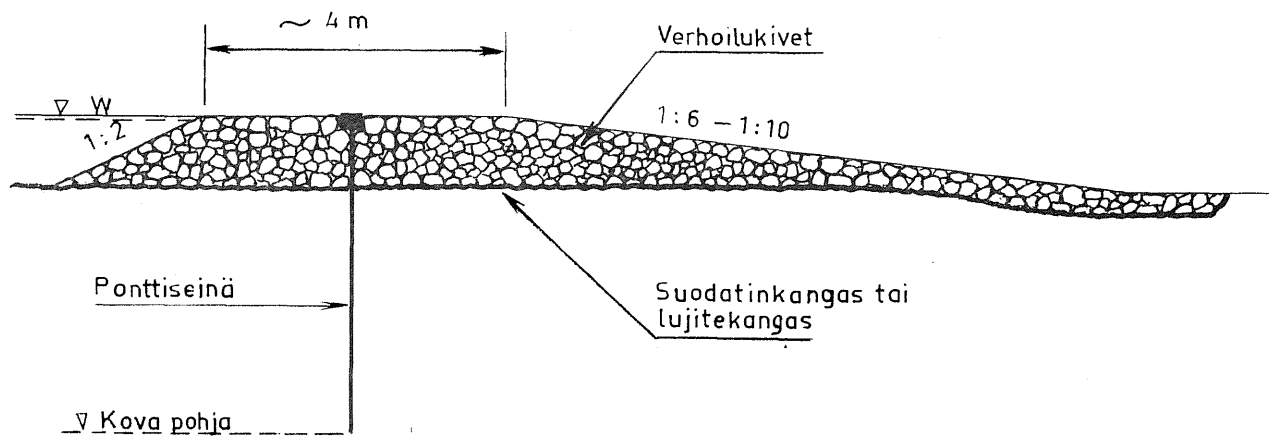
Kuva 65. Puu- tai teräspontilla varustettuja maarakenteisia pohjapatoja painumattomalla maapohjalla. Tiivistettyä moreenia ei tarvita mikäli ponttiseinä voidaan lyödä riittävän syvälle ilman kaivua. Ponttiseinä ulotetaan karkeissa maissa heikosti läpäiseviin kerroksiin.



Kuva 66. Maarakenteinen pohjapato painumattomalla läpäisevällä pohjalla. Läpäisevät kerrokset katkaisuu tiivisteosan upotuksella.

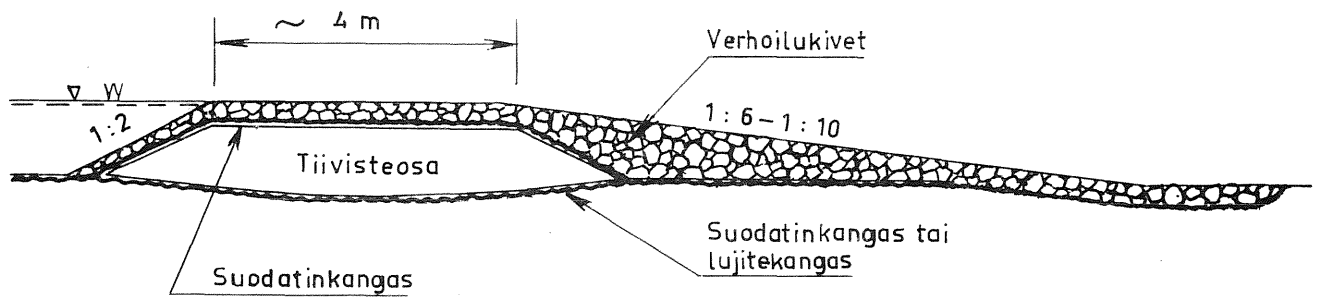


Kuva 67. Maarakenteinen pohjapato painuvalla maapohjalla. Painuvien kerrosten syvyys niin pieni, että massanvaihto on mahdollista.



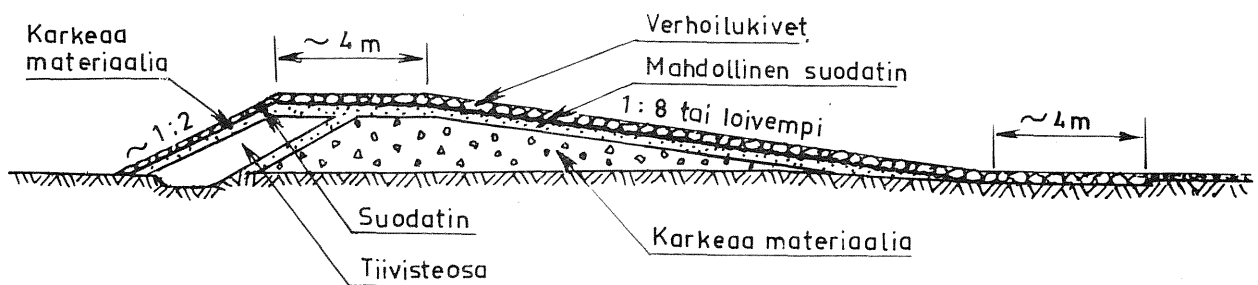
Kuva 68. Maarakenteisia pohjapatoja painuvalla maapohjalla, jossa painumaton harja saadaan puu- tai teräspontilla. Muuta patorakennetta joudutaan korottamaan myöhemmin.



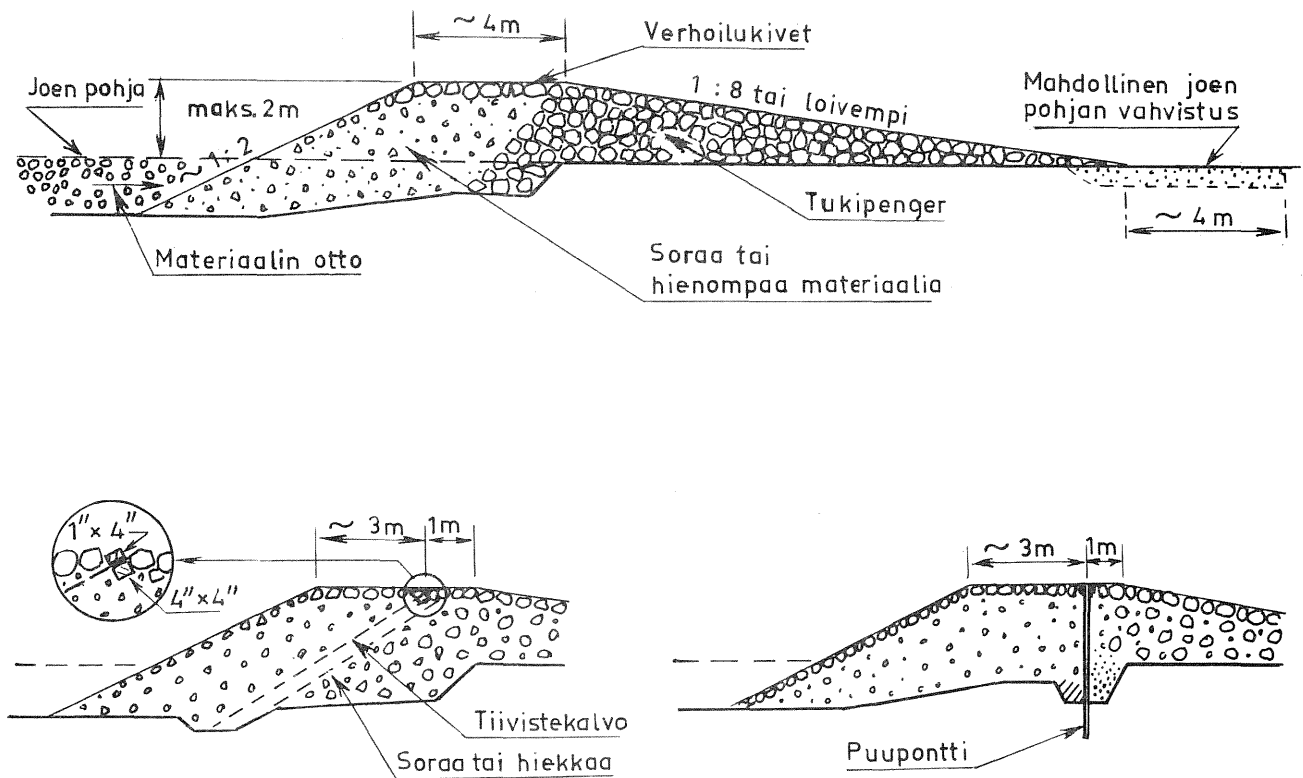


Kuva 69. Maarakenteinen pohjapato painuvalla maapohjalla. Painuvien kerrosten syvyys niin suuri, ettei massanvaihto ole mahdollista. Harjan sallitaan painua ja patoa korotetaan tarvittaessa.

Kuvissa 70 - 71 on esitetty norjalaisista suunnittelu-, rakentamis- ja kunnossapito-ohjeista otetut maarakenteiset pohjapatotyyppit (Små Dammer, Norges Vassdrags- og Elektrisitetsvesen 1982).

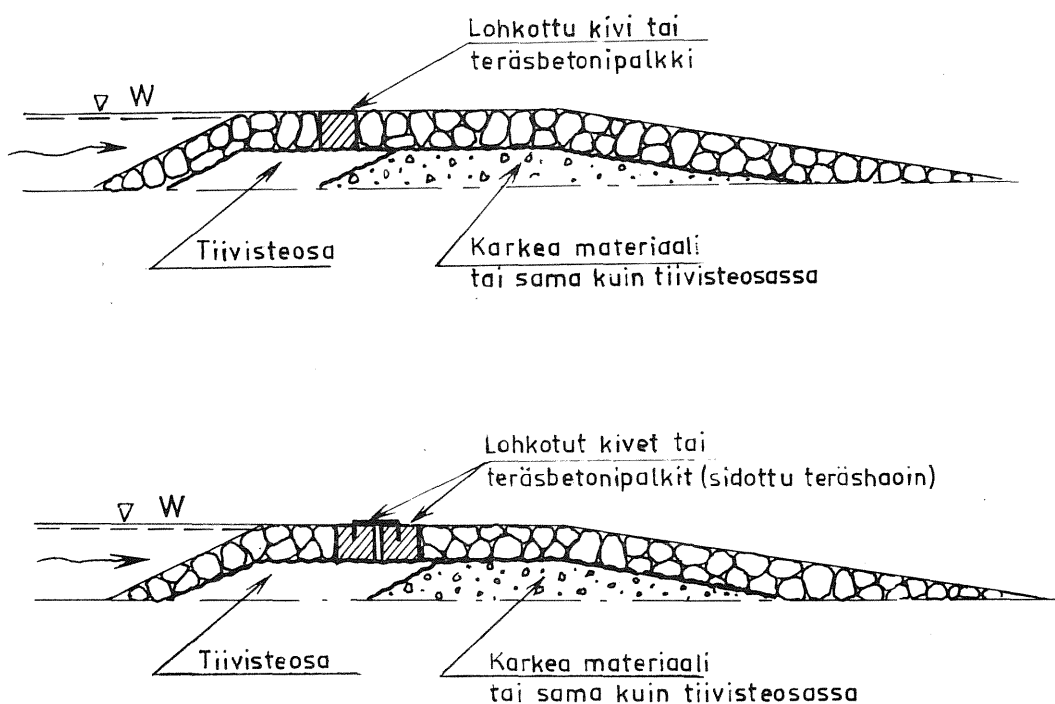


Kuva 70. Eri materiaaleista rakennettu maarakenteinen pohjapato (Norjalaiset suunnitteluohjeet).

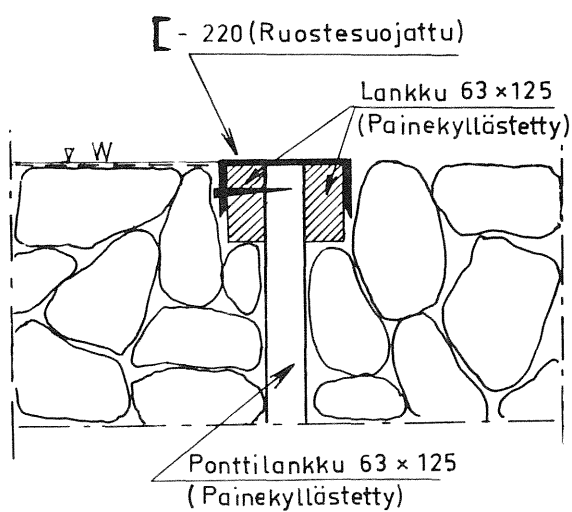


Kuva 71. Erilaisia vaihtoehtoja maarakenteisista pohjapadoista. Tiivisteosan vaihtoehtoina sora tai hienompi materiaali, muovinen tiivistekalvo tai puupontti (Norjalaiset suunnitteluohjeet).

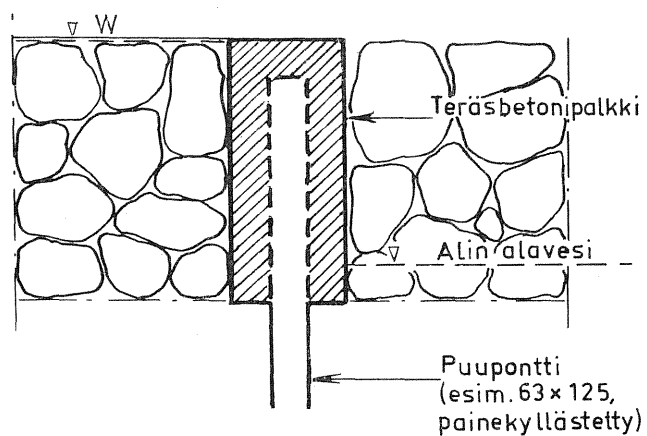
Kuvissa 72 - 77 on esitetty erilaisia harjaratkaisuja maarakenteisille pohjapadoille. Ratkaisujen tarkoituksena on saada täsmällinen virtauksia ja vedenkorkeuksia säätelevä harja. Usein kuitenkin riittää harjalla pelkkä kivi- tai louhosverhous.



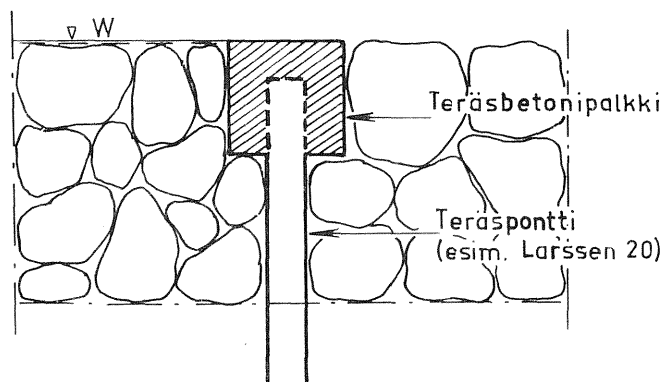
Kuva 72. Lohkotuista kivistä tai teräsbetonipalkeista tehtyjä pohjapatojen harjoja.



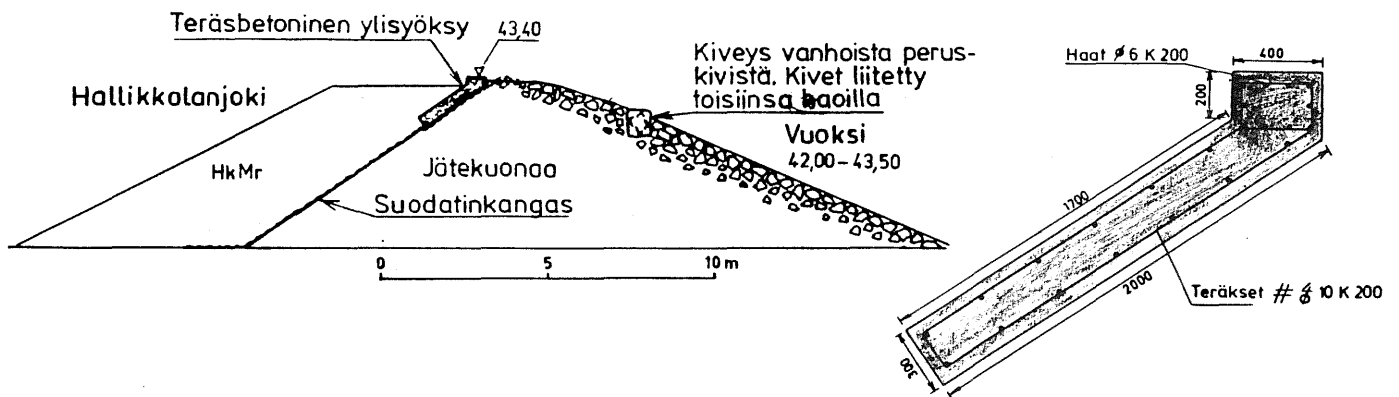
Kuva 73. Muototeräksellä vahvistettu ponttilankusta tehty pohjapadon harja (Saunajärven pato, Kuhmo).



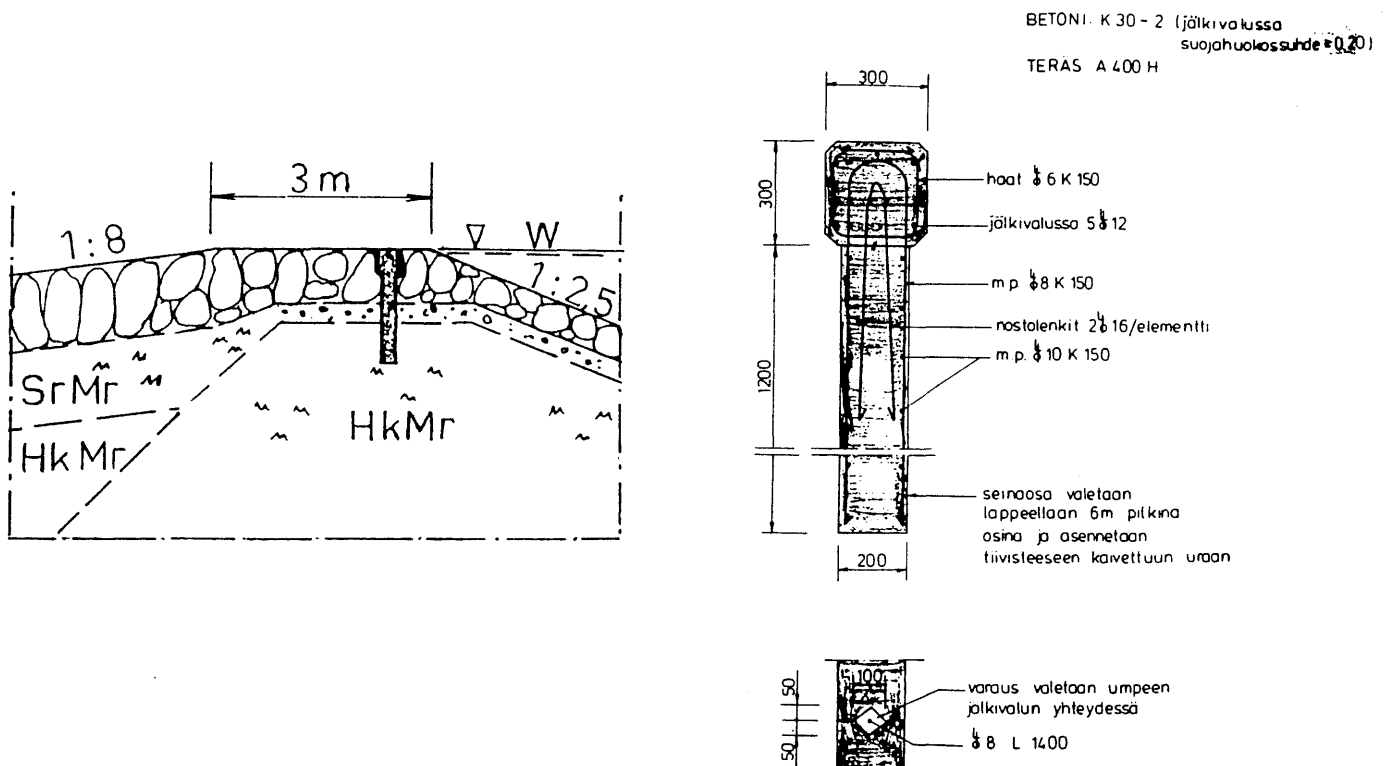
Kuva 74. Teräsbetonipalkilla vahvistettu puupontti. Betonipalkki estää harjaosan lahoamisen.



Kuva 75. Teräsbetonipalkilla vahvistettu teräspontti.



Kuva 76. Teräsbetonista tehty pohjapadon harja. Rakennettu v. 1982 (Hallikkalanjoen pohjapato, Imatra).



Kuva 77. Teräsbetoninen pohjapadon harja. (Lamujoen pohjapatosuunnitelma, Rantsila)

## 4.261 Harjan muoto

Maarakenteisille pohjapadoille voidaan käyttää periaatteessa samanlaisia ratkaisuja kuin betonirakenteisillekin (kohta 4.133). Kuitenkin pelkistä kivistä tai louhoksesta tehty harja voidaan tehdä ainoastaan vaakasuoraksi tai loivaan v-muotoon. Mitoiltaan täsmällisen aukon tekemiseksi vaaditaan ponttiseinää tai teräsbetonipalkkia harjalle (kuvat 72 - 77). Harjan virtauksen suuntaisen poikkileikkauksen ei välttämättä tarvitse olla täysin vaakasuora, vaan se voidaan tehdä hiukan kaltevaksi alavirtaan päin.

## 4.262 Liittäminen rantaluiskaan

Rantaluiskien ollessa eroosiokestävyydeltään hyviä, riittää kun tiivisteosa upotetaan riittävän syvälle rantaluiskiin. Eroosioherkissä maalajeissa ja vesipaineiden ollessa suuria käytetään ponttiseinää kohdassa 4.134 esitetyllä tavalla. Luiskat padon harjalta alavirtaan päin täytyy verhoilla padon ja rannan liittymäkohdan eroosion estämiseksi.

## 4.27 Luonnonmukaiset pohjapadot

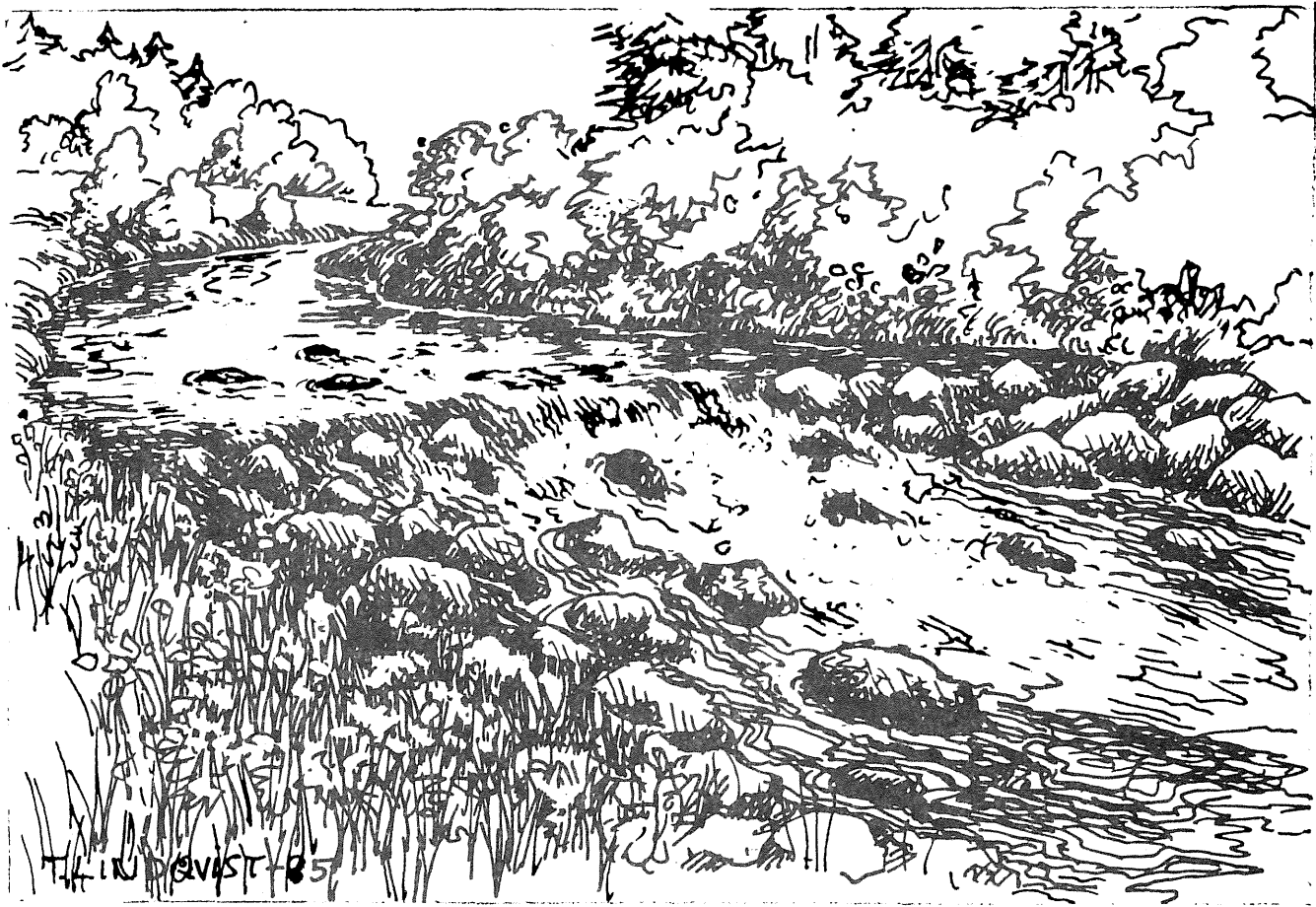
Luonnonmukaisia pohjapatoja ja vesiputouksia alettiin rakentaa ja niiden taiteellisia muotoiluperiaatteita kehitettiin ns. maisemapuistoissa jo 1700-luvulla. Vesirakentamisessa luonnonmukaisia pohjapatoja alettiin rakentaa Itävallassa 1950-luvulla, jolloin patomateriaalina ruvettiin käyttämään karkeaa noin  $1 \text{ m}^3$  kiviainesta. Sikäläisissä maasto-olosuhteissa kukin kivi kiinnitetään pohjamaahan kahdella alavirran puolelle juntatulla rautatiekiskon pätkällä. Kestäväksi ja myös maisemallisesti onnistuneeksi patomuodoksi on alppiseuduilla vakiintunut ns. kahteen kertaan kaareva pato, eli patolinja kaareutuu ylävirran puolelle ja vaakatasossa katsottuna padon keskelle (vrt. kohta 4.133 kuva 48). Ylävirran puolelle kaareutuvassa muodossa kivet tukeutuvat toisiinsa kuten holvirakenteessa ja keskelle ohjautuva virtaus estää laitojen syöpymistä.

Luonnonmukaisissa pohjapadoissa tavoitteena on rakenne, joka muistuttaa mahdollisimman paljon luonnonkoskea. Koskelle tyyppillinen veden kuohuminen on voimakasta silloin, kun uoma-materiaali on karkeaa kiviainesta ja vesi syöksyy kiviä vasten. Pyöreämuotoiset luonnonkivet ovat verhouksessa yleensä suositeltavampia kuin terävasärmäinen louhos. Mitoitusdiagrammien (kohta 4.25, kuvat 60 - 63) mukaan luonnonkiven pitää olla vastaavilla virtaamilla louhosta karkeampaa, ja koski-vaikutelman kannalta voidaan suositella suurempia kiviä kuin pysyvyyden kannalta on välttämätöntä. Vesistöissä, joissa minimivirtaamat ovat huomattavasti pienentyneet normaali-tilanteesta, on huolehdittava verhouksen tiivistämisestä, koska vähän veden aikaan voi olla vaara veden häviämisestä kivenkoloihin. Virtauksen keskittäminen harjan muotoilulla mahdollistaa ainakin kapean koskiuoman muodostumisen.

Luonnonkoskelle ovat usein ominaisia jyrkimmän kohdan ylä- ja alapuolella olevat suuret yksittäiskivet. Kun koskeen rakennetaan pohjapato, ei koskea pitäisi turhaan lyhentää alapuolelta esim. käyttämällä yksittäiskiviä patomateriaaliksi, koska alapuolelle jäävät kivet liittävät padon luontevasti kosken osaksi. Myös silloin kun kosken lyhentäminen katsotaan esim. suppojaan muodostumisen takia välttämättömäksi, pitäisi kosken alaosan perkaus rajoittaa keskitetyn virtausuoman osalle, jolloin patoa luonnonmaastoon liittävää kivikkoa voidaan säästää uoman laidoilla. Samoin padon yläpuolelle pitäisi pyrkiä säästämään tai mahdollisesti siirtämään suuria yksittäiskiviä, jotka jäävät näkyville uudella vedenkorkeudella (kuva 78). Padon yläpuolisilla kivillä voi olla jäitä pidättävä, mutta mahdollisesti myös jäälauttoja rikkova vaikutus. Kunkin vesistön käyttäytyminen jäätymis- ja sulamisaikaan on selvitettävä tapauskohtaisesti.

Suomen oloissa kosket ovat yleensä melko loivia, minkä vuoksi pyrkimys loiviin patorakenteisiin on perusteltua. Myös kalan kulku on tällöin helpompaa. Kuitenkin esim. silloin,

kun virtaamat ovat pieniä, voidaan jyrkällä rakenteella tehostaa kuohumisilmiöitä (vrt. kohta 4.16). Kivirakenteisen padon jyrkkyydelle on luotava tällöin padon yleisilmeessä näkyvät perusteet sijoittamalla siihen ainakin joitakin suuria luonnonkiviä. Luonnonmukaisuuteen pyritessä on siis kyse suunnittelutehtävästä, jossa alkuperäistä luonnontilannetta lähtökohtana käyttäen kehitetään mahdollisesti uusia mielenkiintoisia piirteitä sisältävä, luonteva kokonaisvaikutelma.



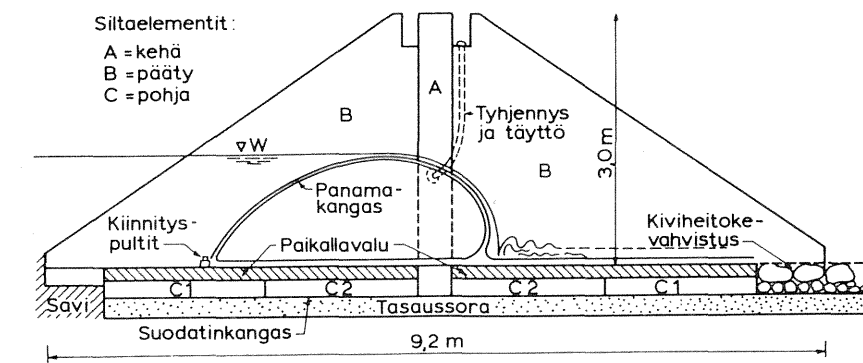
Kuva 78. Yksittäiskivien käyttö padon liittämiseksi koskialueeseen.



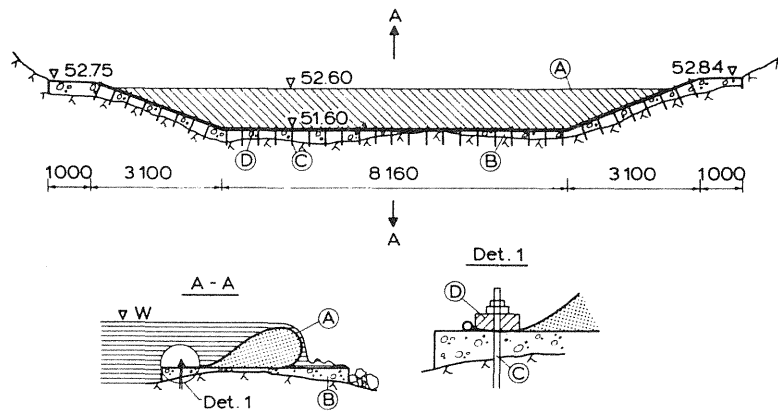
#### 4.3 MUITA POHJAPATOJA

Kumi- tai muovivahvisteisesta joustavasta mutta venymättömästä kankaasta tehty, alustaan ankkuroitu, vedellä tai ilmalla täytettävä sylinteri on osoittautunut eri maissa saatujen kokemusten perusteella yksinkertaiseksi ja kustannuksiltaan edulliseksi säännöstelyrakenteeksi. Erityisesti vesistöissä, joissa on runsas, lyhytaikainen tulva ja pieni kesäaikainen virtaama on em. rakenne todettu käyttökelpoiseksi keinoksi varsinkin kasteluveden varastointialtaissa.

Suomessa on kokeilumielessä tehty kaksi muovikangaspatoa kasteluveden varastoimiseksi vesihallituksen kuivatustoimiston aloitteesta. Mänkin altaan pato (kuva 79) rakennettiin vuonna 1977 ja Simolan altaan pato (kuva 80) vuonna 1978 (Henttonen 1979).



Kuva 79. Mänkin altaan patorakenne. Patoon korkeus 1,2 m ja leveys 4,0 m. Muovikangassylinteri on kiinnitetty pulttein pohjalaattaan etureunastaan (k/k 40 cm), mutta rajoittuu päädyistään vapaasti pystysuoriin betonielementteihin. Sylinterin sisällä oleva vesipaine puristaa sen seinämiä vasten ja tiiviys on osoittautunut riittäväksi.



Kuva 80. Simolan altaan pato. Muovikangassylinteri on kiinnitetty etureunastaan pulteilla perustaan, joka on valettu betonilaatta. A-muovikangas, B-betonilaatta, C-kiinnityspultti, D-kiinnitysrasiuksia tasaava lankku.

Padot ovat toimintaperiaatteeltaan täyttöpatoja. Muovikangassylinteri tyhjennetään ennen tulvaa, jolloin kangas laskeutuu alustalle eikä aukkoon jää virtausesteitä. Veden korkeutta säädelään patosylinterin täyttöasteen mukaan. Padon täyttö tapahtuu pumppaamalla vettä sylinteriin asennettujen letkujen kautta.

Mänkin allas sijaitsee Aurajokeen laskevan Savijoen latvaosalla. Valuma-alue patopaikalla on noin  $18 \text{ km}^2$ , padon vapaa-aukon leveys  $4,0 \text{ m}$  ja korkeus  $1,2 \text{ m}$ . Kangaspato sijoitettiin siltaelementeistä tehtyyn runkorakenteeseen. Altaan tilavuus on noin  $15\,000 \text{ m}^3$ .

Simolan allas sijaitsee Paimionjokeen laskevassa Tarvasjoessa. Valuma-alue on noin  $80 \text{ km}^2$ . Padon leveys on noin  $14 \text{ m}$  ja korkeus  $1,0 \text{ m}$ . Altaan tilavuus on noin  $50\,000 \text{ m}^3$ .

Molempien patojen todettiin toimivan moitteettomasti. Muovikankaan kestoikä on kuitenkin suhteellisen lyhyt ja se joudutaan vaihtamaan määräjain.

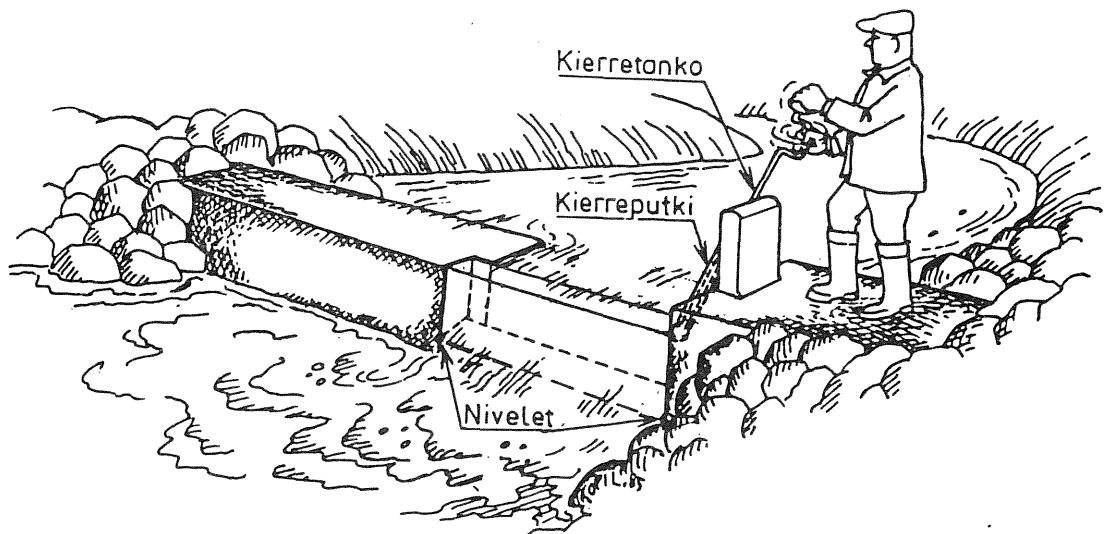
## 5. POHJAPATOIHIN LIITTYVÄT LISÄ- RAKENTEET

### 5.1 SULJETTAVAT JA AVATTAVAT AUKOT

Kaikissa tapauksissa ei pystytä pohjapadon harjan korkeutta ja muotoa suunnittelemaan sellaiseksi, että sen vaikutukset vedenkorkeuksiin olisivat hyväksyttäviä. Patoon voidaan tarvita tulva-aukko tulvahaittojen estämiseksi ja aukko on taas vähävetisenä kautena pidettävä suljettuna. Betonirakenteisen pohjapadon harjalle on mahdollista rakentaa erilaisia aukkojen sulkulaitteita säännöstelemään purkautuvia vesimääriä. Sulkulaitteen tyyppi ja rakenne on suunniteltava kussakin tapauksessa erikseen.

Sulkulaitteina käytetään yleisesti settejä tai tasoluukkuja. Setit ovat puuta, teräsbetoni- tai teräspalkkeja, jotka ladotaan aukkoon tehtyyn muototeräksillä vahvistettuihin uriin. Puisten settipalkkien liikuttelu tapahtuu käsin, mutta raskeampien teräs- ja teräsbetonisetien liikutteluun tarvitaan erityiset nostolaitteet. Tasoluukut ovat puuta tai terästä ja ne asennetaan aukkoon tehtyihin, muototeräksellä vahvistettuihin uriin. Pienten luukkujen nosto ja lasku tapahtuu kangella vipuamalla, mutta suuriin luukkuihin tarvitaan nostolaitteet.

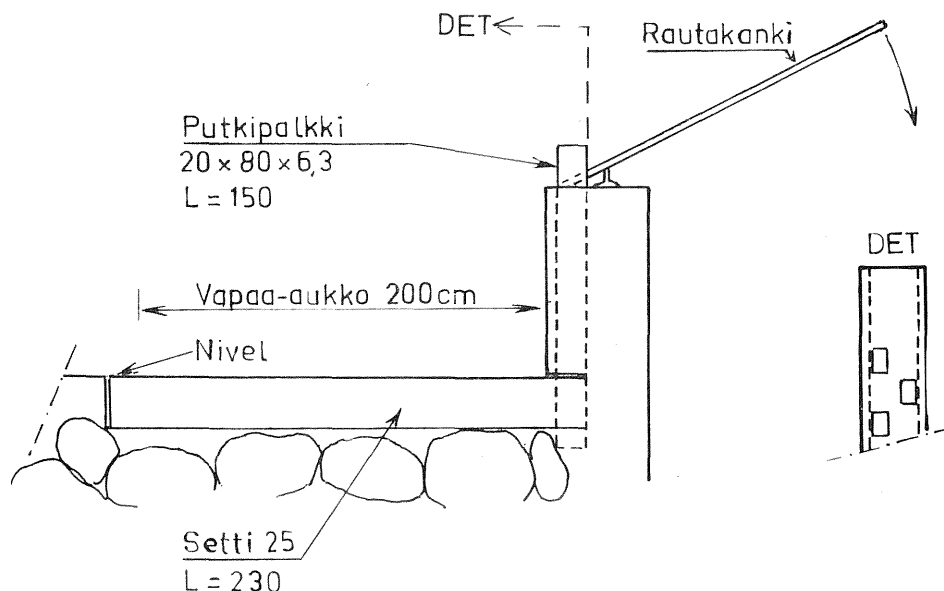
Myös läppäluukkuja käytetään tulva-aukossa. Läppäluukun aukaisu ja sulkeminen tapahtuu tällöin kierrettävällä mekanismilla (kuva 81).



Kuva 81. Periaatepiirros teräsbetonisesta läppäluukusta.

Kullaanjoen järjestelyn yhteydessä on rakennettu Kuusiston ja Nokin betonirakenteiset pohjapadot, joissa tulva-aukoissa on teräsbetoninen läppäluukku. Kuusiston patoon on rakennettu viljelystiesilta ja Nokin patoon kävelysilta, joista tulva-aukot avataan ja suljetaan. Kuusiston padon pituus on 7,8 m. Mitoiltaan  $35 \times 250 \text{ cm}^2$  olevia aukkoja on kaksi. Nokin padon pituus on 11 m ja sen aukko on kooltaan  $35 \times 800 \text{ cm}^2$ . Nokin padossa aukaisumekanismi on molemmissa päissä. Virtaamatpatojen kohdalla ovat:  $HQ \approx 7 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $MQ \approx 1 \text{ m}^3/\text{s}$  ja  $NQ \approx 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Kuvassa 82 on esitetty eräs tapa sulkea ja avata aukko pohjapadon harjalla. Pyhäjärven luusuaan Kullaanjoen järjestelyn yhteydessä rakennettiin betonirakenteinen pohjapato, jonka harjapituus on 8,8 m ja jossa on toisella reunalla aukko  $25 \times 200 \text{ cm}^2$ . Aukossa oleva teräsbetonipalkki on kiinni harjassa toisesta päästään nivelellä ja toisessa päässä on lukitus. Avattaessa aukko nostetaan putkipalkki, jolloin teräsbetonipalkki kääntyy alavirtaan nivelen ympäri. Suljettaessa vedetään paikoilleen jätetty palkki nivelen ympäri takaisin lukitusasentoonsa.



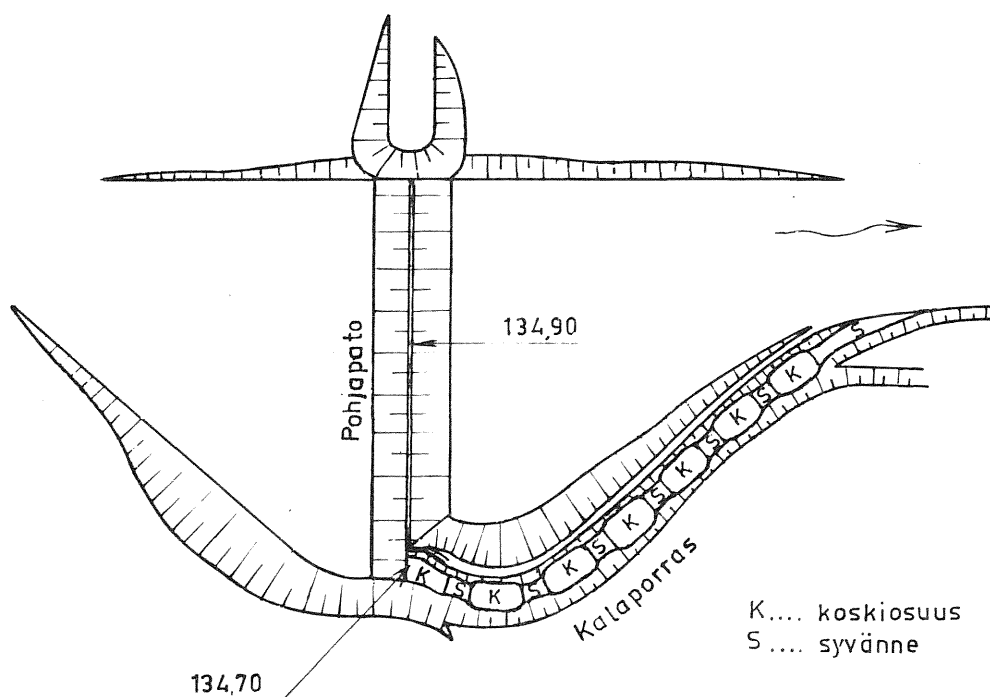
Kuva 82. Pyhäjärven betonirakenteisen pohjapadon teräsbetonipalkilla suljettava ja avattava aukko.

Mikäli pohjapadon alapuoliseen uomaan on turvattava määrätty minimivirtaama myös vähävetisenä kautena, voidaan padon läpi rakentaa ko. virtaamalle mitoitettu putki. Putkea voidaan käyttää sekä maarakenteisissa että betonirakenteisissa pohjapadoissa. Putkeen voidaan tarvittaessa asentaa venttiili.

## 5.2 KALAPORTAAT

Matalat kiviverhoillut pohjapadot, joiden alaveden puoleinen luiska on loiva, toimivat usein sellaisenaan kalaportaina varsinkin, jos harja on v-muotoinen tai siinä on syvennys alivirtaaman keskittämiseksi.

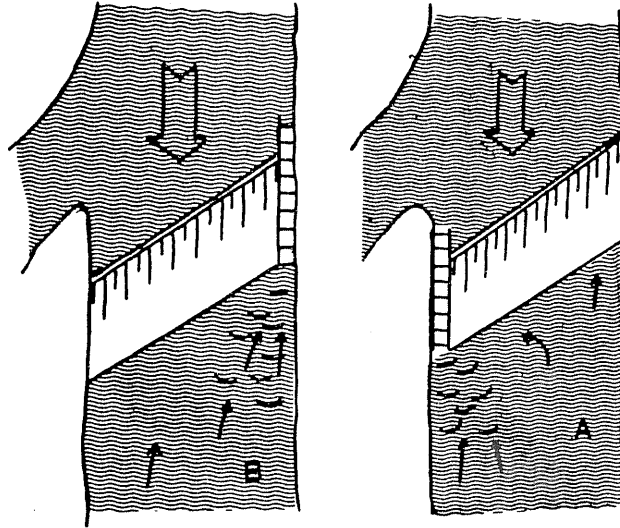
Korkeammissa, alaveden puoleiselta luiskaltaan jyrkissä padoissa, joissa muodostuu kalannousun estävä putous, tarvitaan erityinen kalaporras. Kalaporras muodostuu peräkkäisistä 20 - 30 cm kynnyksistä ja levähdyspaikoista (kuva 83).



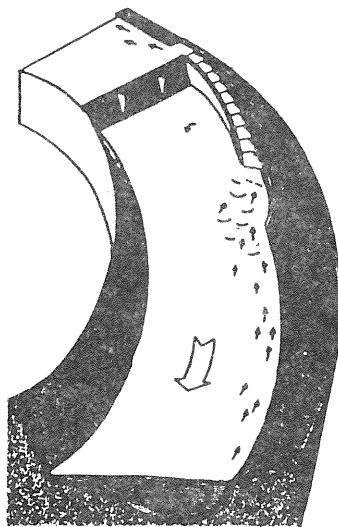
Kuva 83. Periaatepiirros kalaportaasta pohjapadon yhteydessä, rakennetaan esim. kiviä asettelemalla.

Oleellista kalaportaan toimivuuden kannalta on, että kalaportaan alkupää on sijoitettu oikein, jotta kala osuisi kalaporttaaseen. Kala seuraa noustessaan voimakkainta virtausta ja kaarteessa seuraa ulkokaarten puoleista rantaa.

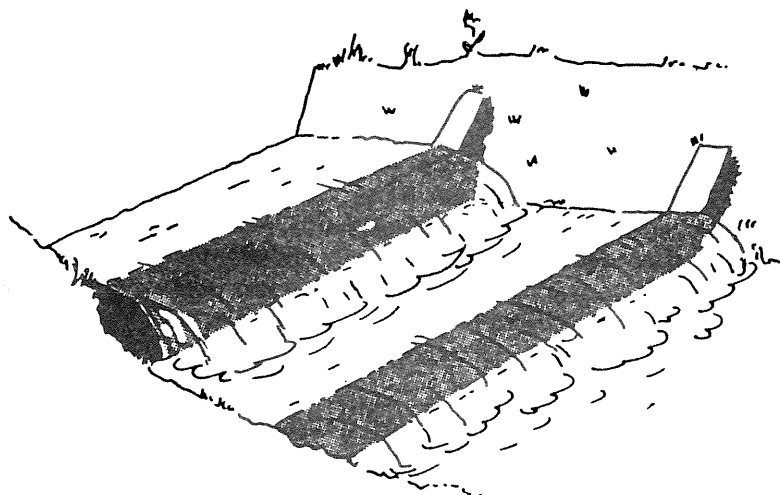
Seuraavassa esitettävät kuvat teksteineen on otettu kirjasta Der Bau von Fischwegen (Jens 1982).



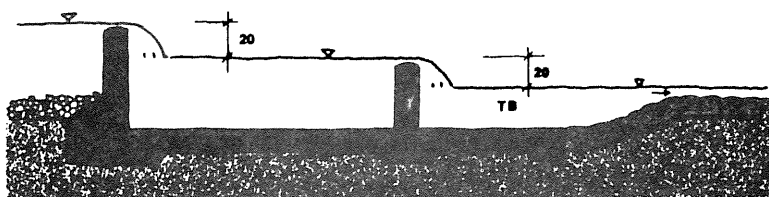
Kuva 84. Vinosti joen yli kulkevassa padossa houkuttaa kaloja puoleensa se terävä kulma, jonka pato muodostaa alapuolisen rannan kanssa (kuva B). Koska kalaportaan sisääntulo harjalla on alempana kuin padon alin kohta, ei padon toisessa päässä muodostu kilpailevia virtauksia. Kalaportaan ollessa padon ja rannan tylpässä päässä (kuva A) ei kala löydä sitä yhtä helposti.



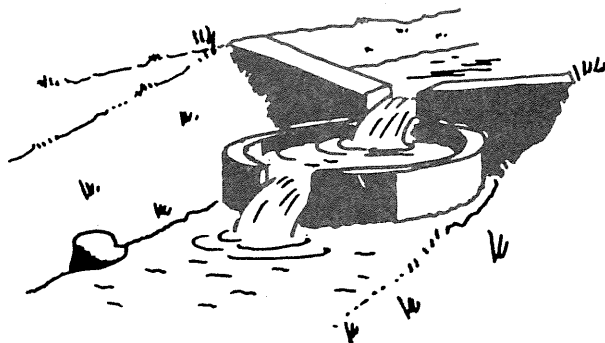
Kuva 85. Kalaporras pitää sijoittaa joen mutkassa ulkokaarteeseen.



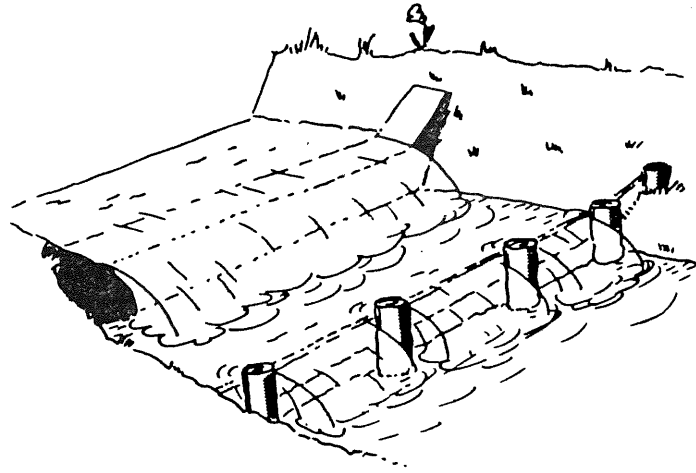
Kuva 86. Kaksoiskynnys kalan nousun mahdollistamiseksi. Ylempi kynnyks mahdollistaisi yli 30 cm korkuisena vain kaikkein voimakkaimpien kalojen nousun. Siksi eteen on rakennettu toinen, matala kynnyks, jolloin muodostuu hyppyalas, johon kala voi hypätä alavedestä ja ponnistaa edelleen hyppyaltaasta yläveteen.



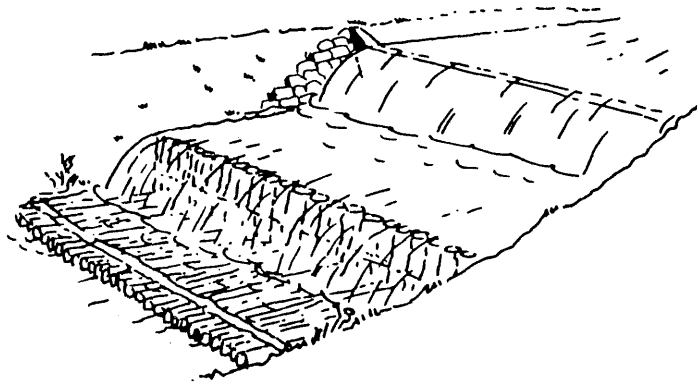
Kuva 87. Kaksoiskynnysjärjestely ja tasausallas (TB) pienessä vesistössä. Allas auttaa kalaa hyppäämään esteen yli.



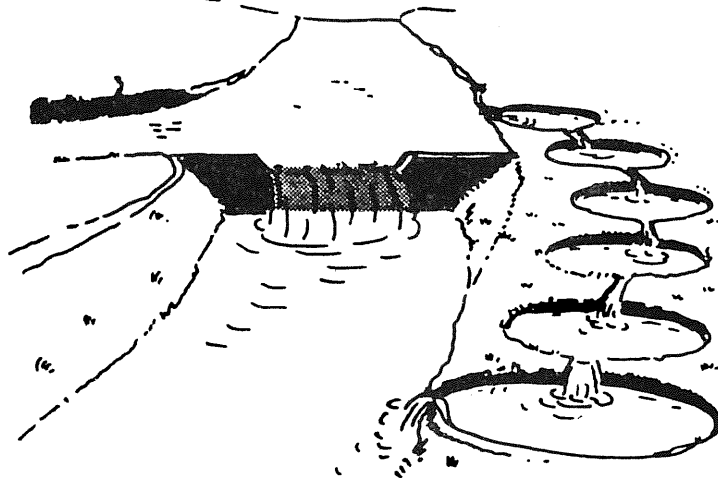
Kuva 88. Väliaikainen, mutta silti stabiili ratkaisu on kaironrenkaan tms. käyttö kalan nousun helpottamiseen. Neliskulmainen muoto sopisi vielä paremmin suoraseinäiseen patoon.



Kuva 89. Vain hieman liian korkean nousuesteen edustalle voidaan vielä jälkikäteen asentaa luja lisäkynnys puupaaluista ja tukevista lankuista.

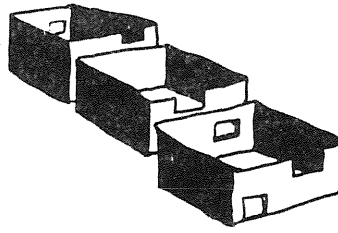


Kuva 90. Jälkikäteen rakennettu kynnys puisella etupohjalla. Etupohja estää uoman kulumisen. Sen täytyy kuitenkin olla siksi syvällä tai sellaisessa asennossa virtaussuuntaan nähden, että myös matalan veden aikana säilyy yli 30 cm syvä hyppyallas.

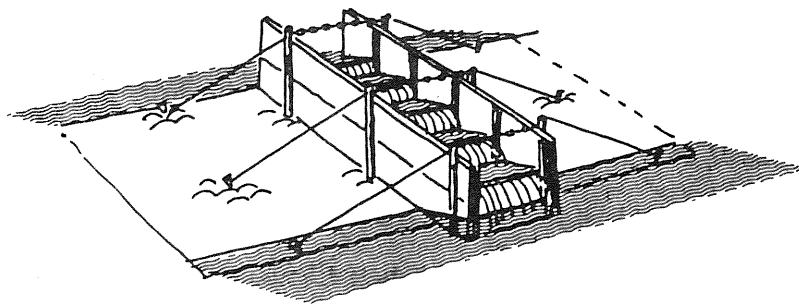


Kuva 91. Lammikkoväylä on kalaportaan alkuperäisin muoto.





Kuva 92. Rakennettaessa maahan kaivettua kalaporrasta, ts. lammikkoväylää voidaan käyttää mitä erilaisimpia betoni- tai muoviastioita. Ympärilie poljettu maa ei ainoastaan eliminoi vedenpainetta vaan kätkee - etenkin istutuksia käytettäessä - rumatkin materiaalit.



Kuva 93. Purettavat puiset kalaportaat. Kiristysten kiinnitysrenkaat tai -paalut tulee valaa lujasti kiinni betoniin, jottei tulva veisi rakennetta mukanaan.

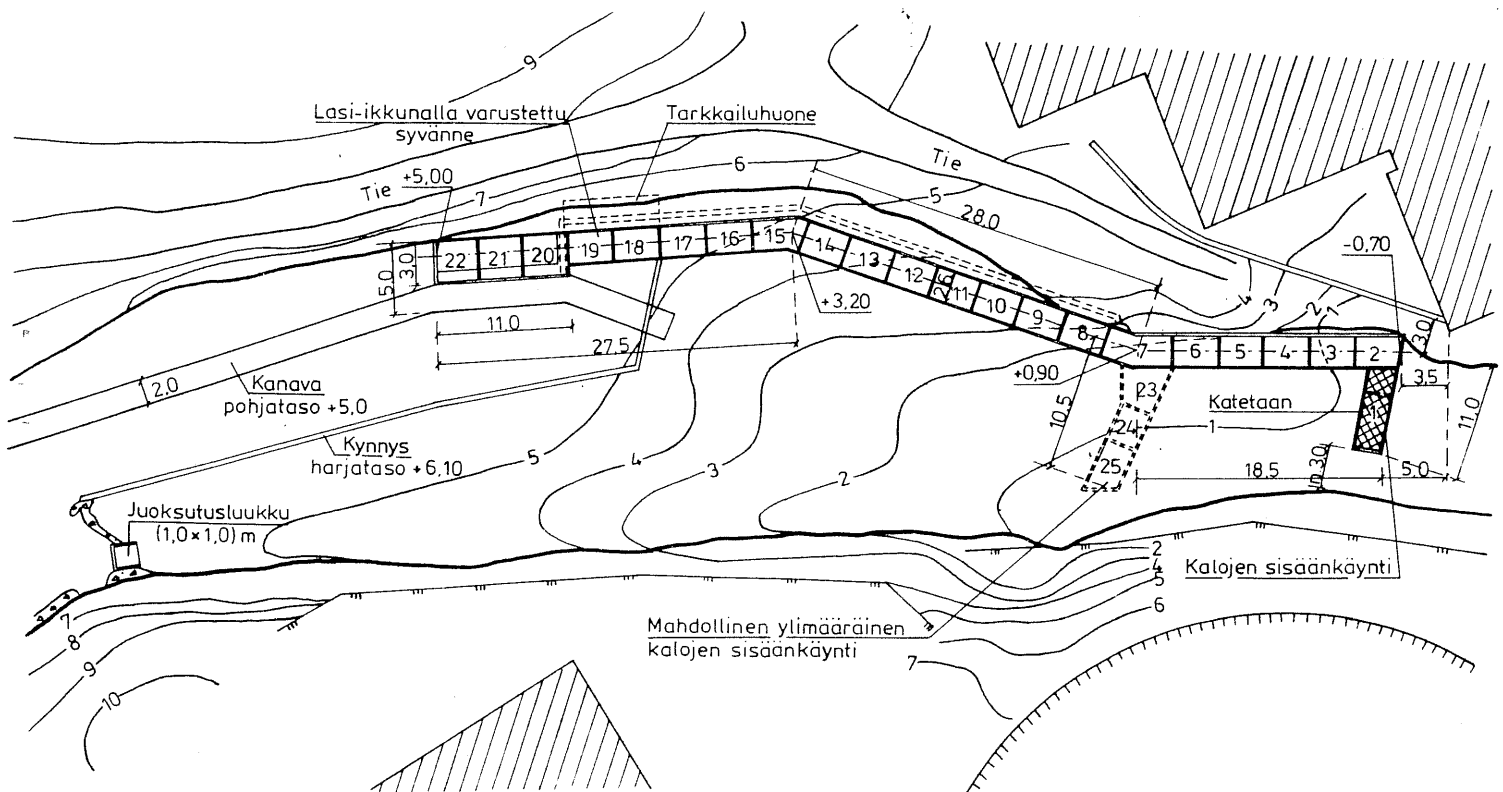
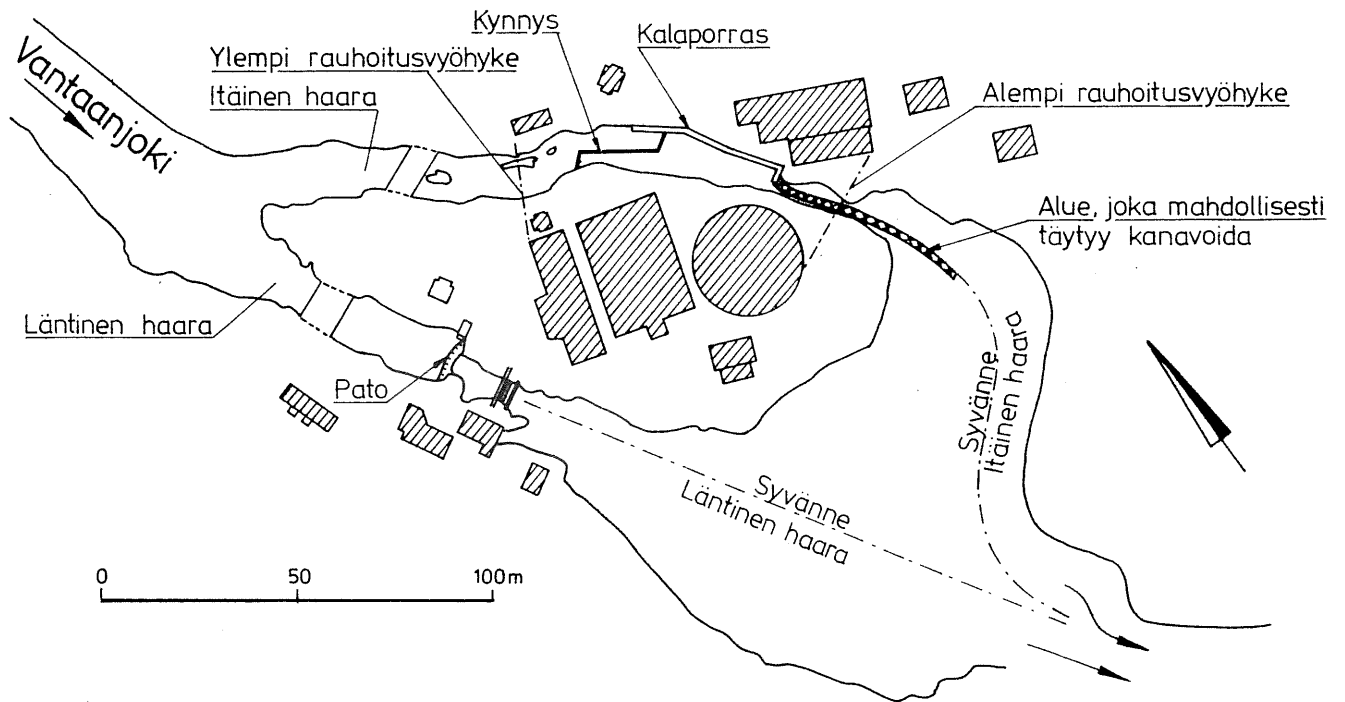
Suomen oloissa voitaisiin vastaavin periaattein suunnitella kalaportaita esim. kivillä verhoiltuina, puromaisina väylinä ja kalannousun mahdollistavia pohjapatoja luonnonmukaisina matalina kynnyksinä.

Helsingin kaupungin urheilu- ja ulkoiluvirasto on yhteistyössä Vantaan kaupungin, Riista- ja kalatalouden tutkimuslaitoksen sekä Vantaanjoen ja Helsingin seudun vesiensuojeluyhdistys ry:n kanssa selvittänyt mahdollisuuksia kotiuttaa meritaimen uudelleen Vantaanjoen alueelle. Meritaimenen nousu Vantaanjokeen päättyi varsinaisesti 1870-luvulla, jolloin jokisuu padottiin Helsingin vedensaintia varten. Sen jälkeen myös vesistön likaantuminen on tullut esteeksi meritaimenen toimeentulolle. Veden laadun on todettu 1970-luvulla aloitettujen vesiensuojelutoimenpiteiden ansiosta parantuneen siinä määrin, että vesi täyttää nykyisin kalojen toimeentulon perusvaatimukset: happipitoisuus on riittävä ja happamuusaste sopiva. Koe-istutusten ja muiden selvitysten perusteella on todettu mahdolliseksi kotiuttaa meritaimen Vantaanjokeen.

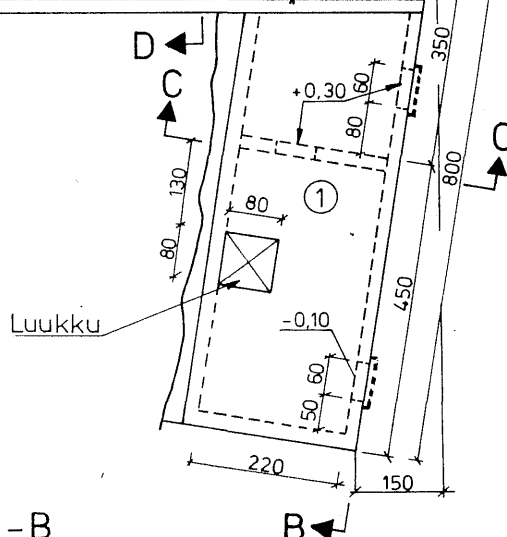
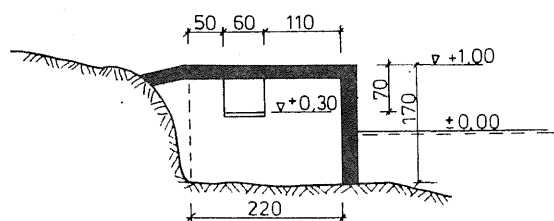
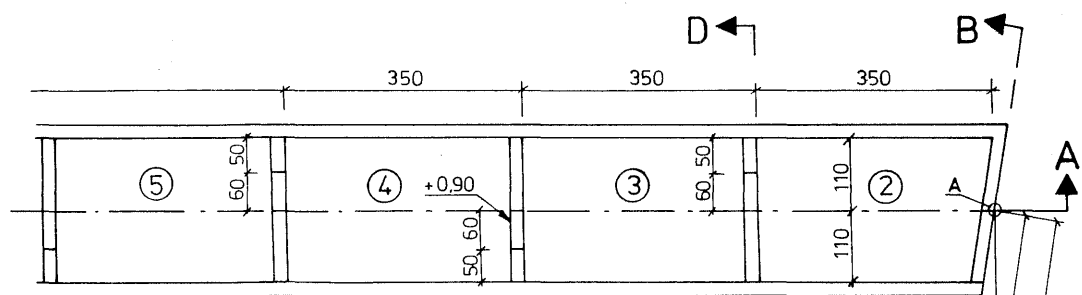
Meritaimenen ja mahdollisesti myös lohen nousu Vantaanjokeen parantaisi joen virkistyskalastusmahdollisuuksia olennaisesti. Kalan nousun edellytyksenä on kalaportaan rakentaminen Vantaanjoen suulle, joen itäiseen suuhaaraan. Kalaporras mahdollistaa myös muiden kalalajien nousun Vantaanjokeen. Kevätkutuisista kaloista nousisivat toukokuun aikana mm. särki, lahna, säyne, vimpa, kuore, ahven ja jossain määrin myös hauki. Kesäkuun puolesta välistä lokakuun loppuun nousevat syyskutuiset meritaimen, merilohi ja vaellussiika sekä mahdollisesti kevätkutuinen nahkiainen.

Kalaportaan rakennuttaja on Helsingin kaupunki. Pääsuunnittelijana on norjalainen Reidar Grande ja rakennepiirustukset on tehnyt Väylä Oy. Kalaportaan valmistumisajankohta on alkukesä 1986.

Kuvissa 94 - 95 on esitetty Vantaanjoen kalaportaan yleispiirrokset. Kalaporras on betonirakenteinen. Vantaanjoen alivirtaama on noin  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  ja ylivirtaama noin  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  sekä keskivirtaama kesä-lokakuussa noin  $8 \text{ m}^3/\text{s}$ . Kalaportaan kohdalla on putousta noin 6 m ja siinä on 22 kpl syvänteitä, joiden välinen kynnyshöheus on 30 cm. Kynnyksissä on aukot, jotka vuorottelevat kynnysten oikealla ja vasemmalla puolella. Kalaportaassa tulee olemaan  $430 \text{ l/s}$  virtaama, jota voidaan säätää portaan yläosassa olevilla luukuilla.



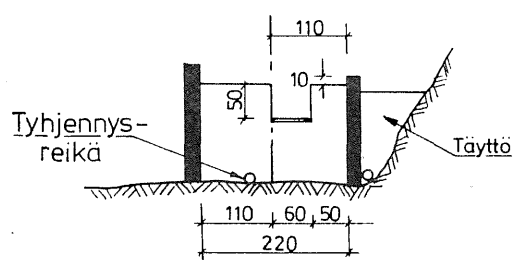
Kuva 94. Vantaanjoen kalaporras.



## Leikkaus B-B

Technical drawing of a cross-section of a concrete structure, likely a bridge or culvert. The drawing shows a rectangular structure with two internal openings labeled "Kalojen sisäänmenoaukot" (fish entry openings). The structure is supported by a foundation. Dimensions are given in meters. The top width is 800m, divided into 450m and 350m sections. The bottom width is 800m. The height of the structure is 170m. The depth of the openings is 60m. The distance between the openings is 130m. The distance from the left edge to the first opening is 80m, and from the second opening to the right edge is 60m. The structure is shown with a cross-section of the ground and a dashed line indicating the internal structure. The drawing is labeled "Täyttö" (fill) and "A".

## Leikkaus D-D

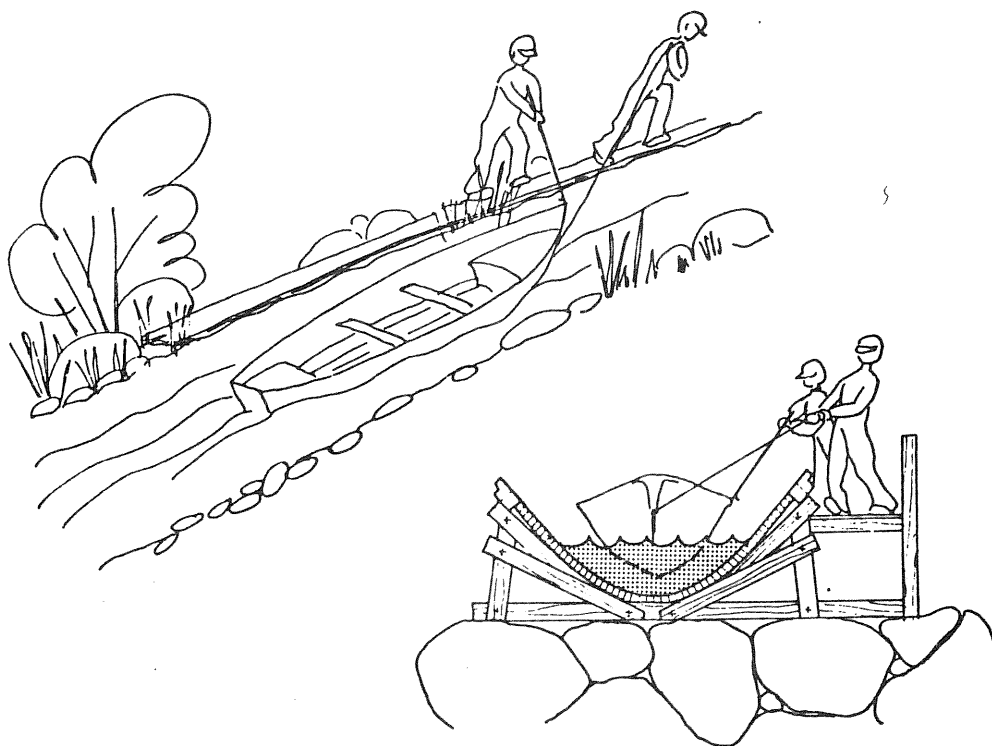


Kuva 95. Vantaanjoen kalaportaan  
alaosa.

### 5.3 VENEILYLAITTEET

Matalien esteiden kuten pohjapatojen ohitukseen soveltuvat veneilijän oman lihasvoiman käyttöön perustuvat uittouoma sekä erilaiset rullaradat ja liukuradat.

Kuvassa 96 on esitetty veneen uitto uomassa tai rännissä.

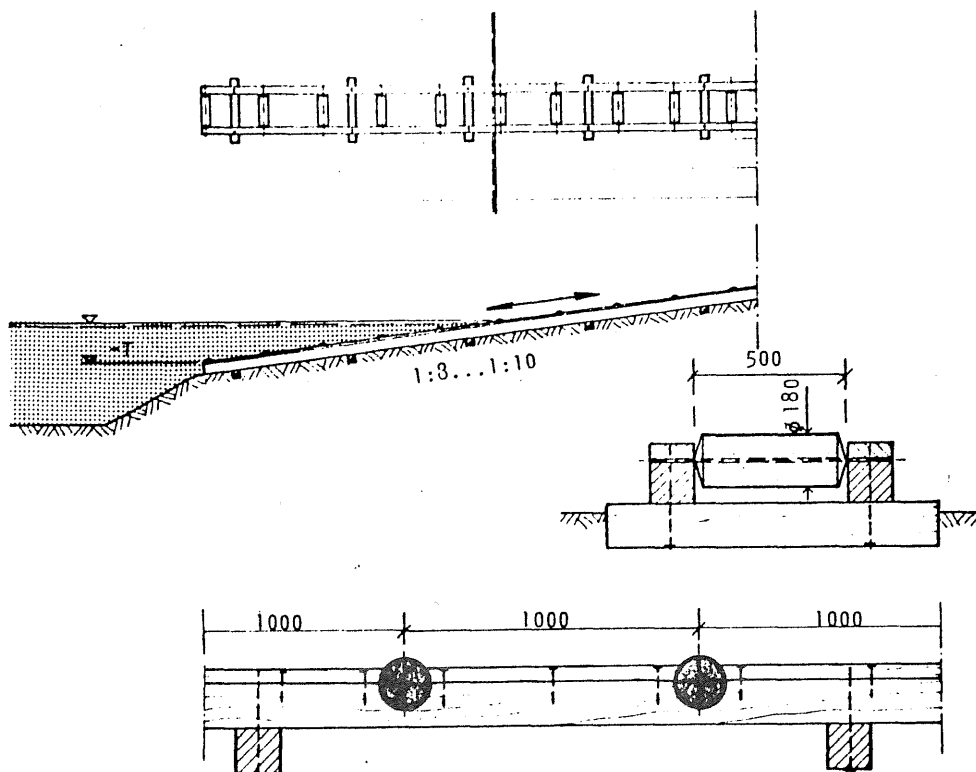


Kuva 96. Veneen uitto uomassa tai rännissä. (Vesihallitus, Venelaiturit ja veneensiirtolaitteet 1977).

Uittoränni ja -uoma joudutaan tekemään padon reunalle ja ohjaamaan kesäaikana siitä riittävä virtaama. Uittoon varten tarvitaan uoman ja rännin reunalle vetopolku, joka on joko tasattu maasta tai kivistä tai rakennettu puusta. Ränniä on alapäästään jatkettava n. tasolle  $NW_{nav} - 0,3$  m, jotta vene voidaan vapaasti laskea alaveteen tai saada vedetyksi ränniin.

Uittamalla voidaan siirtää soutuveneitä ja kevyitä perämoottoriveneitä jokireiteillä.

Eräs ratkaisu rullaradan rakenneperiaatteista on esitetty kuvassa 97.

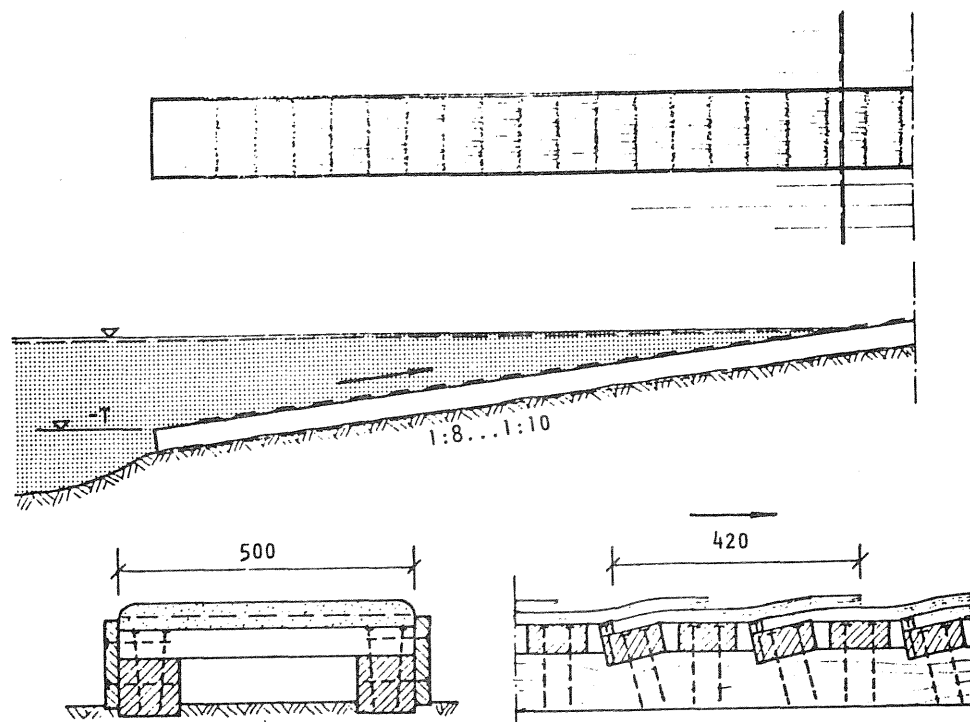


Kuva 97. Rullarata. (Vesihallitus, Venelaiturit ja veneen-siirtolaitteet 1977).

Rullarata tuetaan tasatulle alustalle. Rullat voivat olla joko puuta tai mieluummin muoviputkeen valettua betonia. Akselina on syytä käyttää ruostumatonta terästä. Erillisiä laakereita ei tarvita, mutta akseliuran on oltava sopivan väljä. Alapään syvyys ( $-T$ ) on vähintään  $NW_{nav}-0,3$  m. Radan päiden sivulle voidaan tarvittaessa rakentaa laiturit ja sen vierelle kulkutaso.

Rullarataa voidaan käyttää soutuveneiden ja kevyiden perämoottoriveneiden vedestä nostoon ja vesille laskuun sekä siirtoon verraten lyhytten esteiden yli, jolloin radan pituus on enintään noin 100 m. Rata ei saisi mistään kohdasta olla jyrkempi kuin 1:5. Mikäli rata tehdään hyvin loivaksi, esimerkiksi 1:15, ja varustetaan herkästi pyörivillä betonitäytteisillä muoviputkirullilla, on suurehkojenkin perämoottoreiden siirtäminen mahdollista. Siirrettävien suurten veneiden on oltava suhteellisen tasapohjaisia. Rullaradan voi tehdä myös 20 - 30 cm pitkistä halkaisijaltaan 7 - 10 cm olevista muovirullista. Rata muotoillaan kourumaiseksi, jotta vene pysyisi siinä helposti.

Vaihtoehtona rullaradalle on liukurata (kuvat 98 - 99).



Kuva 98. Muovisista liukuelementeistä tehty liukurata. (Vesihallitus, Venelaiturit ja veneensiirtolaitteet 1977).

Liukurata voidaan tehdä kuvan 98 mukaisesti siten, että puu-  
alustalle kiinnitetään samanlaisia muovisia liukuelementtejä,  
joita käytetään hyppyrimäissä ja kesäladuilla. Jos veneiden  
vetoa tapahtuu kahteen suuntaan, on rakennettava kaksi rataa  
rinnakkain, koska elementtien päällä on liikuttava aina  
myötäkarvaan. Alapään syvyys (-T) on vähintään  $NW_{nav}-0,3$  m.

Liukuratana kevyille veneille ja kanadalaiskanootteille voivat  
toimia myös metrin välein poikittain asennetut kiinteät pyö-  
reät puupölkyt. Myös kahdesta pitkittäin yhdensuuntaisesti  
asennetusta liukuparrusta tai polyeteeniputkesta tehty rata on  
käyttökelpoinen. Liukuparrut tai -putket on kiinnitettävä  
"ratapölkkyihin" 30 - 40 cm:n etäisyydelle toisistaan (kuva  
99).



Kuva 99. Liukuparruista tai -putkista tehty liukurata.  
(Suunnitellut Erkki Santala, vesihallitus).

Kaikkien rakenteiden vedenalaisten osien yksityiskohtaisessa  
suunnittelussa on otettava huomioon jäätymisen vaikutukset ja  
muut kulloisistakin olosuhteista aiheutuvat tekijät.



## 6. POHJAPATOJA KOSKEVAT SÄÄDÖKSET

### 6.1 VESILAKI JA -ASETUS

Pohjapatojen suunnittelua koskevat ainakin seuraavat vesilain säädökset:

- 1 luvun 12 § ja 15 §
- 2 luku (lisäys 28 §:ään, muutos 30 §:ään 1.6.1984, 414/84)
- 11 luku
- 13 luvun 1 §, 2 §, 3 § ja 11 §
- 21 luvun 3 § ja 4 § (lisäykset 3 §:ään ja 4 §:ään 1.6.1984, 414/84)

Vesiasetuksesta pohjapatoja koskevat ainakin:

- 42 § - 58 § ja 60 § - 61 § (43 § ja 45 § muutettu 27.7.1984, 573/84)
- lisäys 85 §:ään 27.4.1984 (573/84)

### 6.2. PATOTURVALLISUUSLAKI, - ASETUS JA -OHJEET

Kesällä 1984 ovat astuneet voimaan patoturvallisuuslaki ja -asetus (liitteinä) sekä näihin liittyvät vesihallituksen patoturvallisuusohjeet (VH:n monistesarja Nro 323/1985). Patoturvallisuuslaissa todetaan (3 §):

"Tätä lakia sovelletaan patoon, jonka korkeus on vähintään kolme metriä. Lakia on kuitenkin sovellettava myös matalampaan patoon, jos padolla suljetussa altaassa olevan aineen määrä on niin suuri tai altaassa on sellaista ainetta, että onnettomuuden sattuessa saattaa aiheutua ilmeinen vaara ihmishengelle tai terveydelle taikka ilmeinen huomattava vaara ympäristölle tai omaisuudelle."

Patoturvallisuusasetuksessa todetaan (1 §):

"Patoturvallisuuslain (412/84) 3 §:ssä tarkoitettu padon korkeus lasketaan patorakennelman ulkorajan alimman kohdan ja padotun aineen ylimmän tarkoitettun yläpinnan välisenä korkeuserona."

Milloin kysymys on vesistöissä olevasta pohjapadosta, lasketaan korkeus 1 momentissa säädetystä poiketen patorakennelman ulkorajan alimman kohdan ja padon harjan välisenä korkeuserona."

Vesihallituksen patoturvallisuusohjeet on tarkoitettu patoturvallisuuslain ja -asetuksen täytäntöönpanoa ja valvontaa varten.

## 7. Y H T E E N V E T O

Julkaisussa esitetään erilaisiin maaperä- ja virtausolosuhteisiin soveltuvien pohjapatojen suunnittelu periaateratkaisuihin.

Mitoitusperusteista on käsitelty hydrologiaa, hydraulikkaa, kuormia ja maaperäominaisuuksia. Pohjapadon kahdalla tulee tuntea virtaamat ja vedenkorkeudet hydraulisten laskelmien suorittamiseksi. Laskelmat suoritetaan käyttäen purkautumiskaavoja. Ongelmana laskelmissa on purkautumiskertoimen suuruuden arviointi.

Tärkeimpiä kuormia pohjapadon mitoituksessa ovat rakenteen ja maan paino, maanpaine, vedenpaineet ja jääkuormat. Tärkeimpiä maaperän ominaisuuksia ja käyttäytymismuotoja pohjapatojen kannalta ovat painuminen, lujuus, vedenläpäisevyys, hydraulinen murtuma, eroosio ja routa.

Pohjapadon paikan valintaa ja maastotutkimuksia on myös käsitelty. Periaateratkaisut mitoitusmenetelmineen on esitetty betonirakenteisista ja maarakenteisista pohjapadoista. Kangas- ja muovivahvisteisista pohjapadoista on esitetty esimerkkeinä vesihallituksen kaksi kokeilupatoa. Pohjapadon rakennesuunnittelu käsittää tiivistysosan, suodattimien, padon ja uoman verhouksien ja harjan muodon suunnittelut sekä padon liittämisen rantaluiskaan.

Maisemanäkökohtia niin padon sijoituksessa kuin eri patotyyppien osalta on myös tarkasteltu. Pohjapatoihin voi liittyä myös lisärakenteita. Näistä on käsitelty suljettavia ja avattavia aukkoja, kalaportaita ja veneilylaitteita.

Kesällä 1984 ovat astuneet voimaan patoturvallisuuslaki ja -asetus. Ne koskevat myös pohjapatoja, kun padon korkeus on vähintään kolme metriä tai jos padon murtuessa saattaa aiheutua ilmeinen vaara ihmishengelle tai terveydelle tai ilmeinen huomattava vaara ympäristölle tai omaisuudelle. Vesihallituksen patoturvallisuusohjeet on julkaistu 1985.

## KIRJALLISUUSLUETTELO

- Bengtsson, L. 1978. Influence of Water Velocity on the Formation of Ice Cover. University of Luleå, Research Report Series A No 18. Luleå.
- Betoninormit RIL 131. 1984. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. Helsinki.
- Betonitekniikka RIL 119. 1979. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. Helsinki.
- Chow, V.T. 1959. Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill Book Company, Inc. New York.
- Creager, W.P., Justin, J.D. 1950. Hydroelectric Handbook. John Wiley and Sons, Inc. New York.
- Eskelinen, L. 1985. Muistio pohjapatojen verhouksen suunnittelusta. Oulu. Julkaisematon.
- Forskrifter for Dammer. 1982. Vassdragsog Elektrisitetsvesen. Larvik.
- Geomekaniikka I RIL 157-I. 1985. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. Helsinki.
- Halttunen, S., Lakso, E. 1982. Selvitys rakennetuista pohjapadoista. Vesihallituksen monistesarja 1982:151. Kokkola.
- Helenelund, K.V. 1967. Maarakennusmekaniikka 137. Teknillisen korkeakoulun ylioppilaskunta. Espoo.
- Henttonen, J. 1979. Kumi- ja muovikankaiset säännöstelyrakenteet. Rakennustekniikka 1/79. Helsinki.

- Hydrologiset havainto- ja mittausmenetelmät. 1984. Vesihallituksen julkaisuja 47. Helsinki.
- Isotalo, T., Kuusiniemi, R., Loukola, E., Rönkä, E. 1982. Maaperän rakenteesta ja maastotutkimusmenetelmistä. Vesihallituksen tiedotus 219. Helsinki.
- Jens, G. 1982. Der Bau von Fischwegen. Verlag Paul Parey. Hamburg und Berlin.
- Kalliopulttien asennus ja laadunvalvonta. 1977. Valtion teknillinen tutkimuskeskus. Geotekniikan laboratorio, tiedonanto 27. Espoo.
- Lakso, E. 1981. Kalajoen veden happipitoisuuden lisääminen. Vesihallituksen monistesarja 1981:67. Helsinki.
- Lakso, E. ja Niemi, A. 1984. Jokivesistöjen ilmastus. Vesihallituksen tiedotus 241. Helsinki.
- Laurikainen, P. 1976. Pysyvien ankkureiden suunnittelu. Inskon kurssi 147-76 Perustusrakenteiden suunnittelu. Helsinki.
- Maa- ja kalliorakennus RIL 98. 1976. Suomen Rakennusinsinöörin Liitto. Helsinki.
- Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita osa IV. 1970. Tie- ja vesirakennushallitus. Helsinki.
- Mäkelä, H., Tammirinne, M. 1979. Rakennusten perustusten routasuojaus. Valtion teknillinen tutkimuskeskus. Geotekniikan laboratorio, tiedonanto 37. Espoo.
- Norges Hydrodynamiske Laboratorier. 1982. Terskler i vassdrag. Rapport. Trondheim.

Pohjarakennus RIL 95. 1974. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto.  
Helsinki.

Pohjarakennusohjeet RIL 121. 1980. Suomen Rakennusinsinöörien  
Liitto. Helsinki.

Pylkkänen, J. 1973. Hienorakeisten maalajien painumisominaisuuksista. Valtion teknillinen tutkimuskeskus.  
Geotekniikan laboratorio, tiedonanto 7. Otaniemi.

Rakenteiden kuormitusohjeet RIL 144. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. Helsinki.

Rinne, V. 1945. Vesirakentajan virtausoppi. Helsinki.

Schmidt, M. 1957. Gerinnehydraulik. Bauerlag GMBH. Wiesbaden.

Sherard, J.L. 1953. Influence of Soil Properties and Construction Methods on the Performance of Homogenous Earth Dams. Denver.

Sipilä, J. 1984. Vesistöjen suunnitteluun ja käyttötoimintaan liittyvien ATK-ohjelmien käyttöohjeet. Vesihallituksen monistesarja 1984:285. Helsinki.

Små Dammer. 1982. Norges Vassdrags- og Elektrisitetsvesen.  
Oslo.

Standartin SFS 4315 Pohjarakennusohjeet soveltaminen sillan-  
suunnittelussa. Tie- ja vesirakennushallitus. TVH  
722068. Helsinki 1982.

Tammirinne, M. 1975. Rakennusten perustaminen maanvaraan.  
Painuman laskeminen. Valtion teknillinen tutkimus-  
keskus. Geotekniikan laboratorio, tiedonanto 21.  
Otaniemi.

Venelaiturit ja veneensiirtolaitteet. Vesihallitus (Satamatekninen Oy). Helsinki 1977.

Vesihallituksen patoturvallisuusohjeet. 1985. Vesihallituksen monistesarja nro 325. Helsinki.

Vesirakenteiden suunnittelu RIL 123. 1979. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. Helsinki.

Wheaton, F.W. 1977. Aquacultural Engineering. John Wiley & Sons. New York.

Yleinen vesitekniikka RIL 141. 1982. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. Helsinki.

N:o 413

## Patoturvallisuuslaki

Annettu Helsingissä 1 päivänä kesäkuuta 1984

Eduskunnan päätöksen mukaisesti säädetään:

### 1 §

Padon rakentamisessa ja käytössä on turvallisuuden varmistamiseksi ja lisäämiseksi noudatettava, mitä tässä laissa säädetään.

### 2 §

Padolla tarkoitetaan tässä laissa pysyvään käyttöön tarkoitettua patoa siihen kuuluvine rakennelmineen ja laitteineen, riippumatta siitä, mistä aineesta tai millä tavalla pato on rakennettu tai mitä ainetta padotusaltaassa padotetaan.

### 3 §

Tätä lakia sovelletaan patoon, jonka korkeus on vähintään kolme metriä. Lakia on kuitenkin sovellettava myös matalampaan patoon, jos padolla suljetussa altaassa olevan aineen määrä on niin suuri tai altaassa on sellaista ainetta, että onnettomuuden sattuessa saattaa aiheutua ilmeinen vaara ihmishengelle tai terveydelle taikka ilmeinen huomattava vaara ympäristölle tai omaisuudelle.

Tämä laki ei kuitenkaan koske sellaisia patoja, joihin sovelletaan kaivoslain (503/65) säännöksiä, eikä kanavalaitoksesta annetussa asetuksessa (157/63) tarkoitettua kanavalaitosta.

Väliaikaisia patoja (*työpatoja*) tämä laki koskee soveltuvin osin. Näiden patojen osalta ei tarvitse koota eikä säilyttää 5 §:ssä tarkoitettua turvallisuuskansiota.

### 4 §

Padon rakennustyö on toteutettava siten, että rakennelma kestävyydeltään ja rakenteel-

taan täyttää sellaiset vaatimukset, ettei siitä tai sen käyttämisestä aiheudu vaaraa turvallisuudelle.

Padon omistaja on velvollinen pitämään padon sellaisessa kunnossa, että se on turvallinen ja ettei siitä aiheudu vaaraa taikka yleistä tai yksityistä etua loukkaavia vahingollisia tai haitallisia seurauksia.

### 5 §

Padon omistajan tai haltijan on säilytettävä patoturvallisuuden kannalta merkityksellinen aineisto erityisessä turvallisuuskansiossa.

Padon turvallisuuskansio on säilytettävä niin, että se on onnettomuuden uhatessa asianomaisten helposti saatavissa ja tarpeen vaatiessa valvontaviranomaisten tarkastettavissa.

Turvallisuuskansion laatimisesta ja sen pitämisestä muuttuneita olosuhteita vastaavana sekä tarpeelliseksi katsottavan täydentävän aineiston hankkimisesta tai laatimisesta säädetään tarkemmin asetuksella.

### 6 §

Padosta aiheutuvan vahingonvaaran vähentämiseksi on jokaiselle tässä laissa tarkoitettulle padolle laadittava turvallisuustarkkailuohjelma.

Padon turvallisuustarkkailuohjelman laatii padon omistaja tai haltija. Ohjelma on laadittava sellaiseksi, että kaikki patoturvallisuuteen vaikuttavat seikat tulevat tarkkailun ja tarkastusten kohteeksi.

Ohjelma voi sisältää sekä varsinaista tarkkailua että määrääjain tapahtuvia tarkastuksia koskevia määräyksiä.



N:o 413

851

## 7 §

Turvallisuustarkkailuohjelman tai sen muutoksen hyväksymisestä päättää vesihallitus, tai, sen mukaan kuin asetuksella säädetään, vesipiirin vesitoimisto.

Vesihallitus voi antaa tarkempia ohjeita tarkkailuohjelman laatimisesta sekä erityisestä syytä kokonaan tai osittain myöntää vapautuksen 6 §:ssä säädetystä tarkkailuvelvollisuudesta.

Ohjelmassa tarkoitetusta tarkkailusta ja tarkastuksista on laadittava asianmukaiset pöytäkirjat, jotka samoin kuin tarkkailuohjelma on säilytettävä 5 §:ssä tarkoitetussa turvallisuuskansiossa.

## 8 §

Ilmoittamis- ja toimimisvelvollisuudesta pato-onnettomuuden sattuessa tai uhatessa on voimassa, mitä palo- ja pelastustoimesta annetun lain (559/75) 28 §:ssä on säädetty.

## 9 §

Padosta aiheutuvan vahingonvaaran selvittämiseksi ja kartoittamiseksi voi vesihallitus määrätä, milloin siihen on aihetta, että padon rakennuttajan, omistajan tai haltijan on hankittava tai laadittava selvitys erityisesti padon alapuolella asuvalle väestölle ja siellä olevalle omaisuudelle aiheutuvasta vahingonvaarasta (*vahingonvaaraselvitys*) sekä toimitettava selvityksen tulokset vesihallitukselle, lääninhallitukselle, aluepalopäällikölle sekä kunnan paloviranomaiselle.

Sellainen tässä laissa tarkoitettu pato, joka onnettomuuden sattuessa saattaa aiheuttaa ilmeisen vaaran ihmishengelle tai terveydelle taikka ilmeisen huomattavan vaaran ympäristölle tai omaisuudelle, otetaan vaarakohteenä huomioon palo- ja pelastustoimesta annetussa laissa tarkoitetussa yhteistoimintasuunnitelmassa. Padon omistaja tai haltija on velvollinen avustamaan paloviranomaisia suunnitelman laatimisessa, laatimaan siihen kuuluvat selvitykset ja tarpeelliset toimenpidesuunnitelmat omalta osaltaan sekä hankkimaan ja pitämään kunnossa toimenpidesuunnitelmissa edellytetyjä kalustoa ja materiaalia sekä ryhtymään muihinkin toimenpiteisiin ihmisten ja omaisuuden turvaamiseksi ja patoamisesta aiheutuvan onnettomuuden varalta ja osallistumaan toimenpidesuunnitelman toteuttamiseen.

Vesihallitus voi antaa tarkempia ohjeita 1 momentissa tarkoitetun vahingonvaaraselvityksen laatimisesta ja 2 momentissa tarkoite-

tusta selvitysten ja toimenpidesuunnitelmien laatimisesta.

## 10 §

Tämän lain sekä sen nojalla annettujen säännösten ja määräysten valvonta kuuluu pelastustoimintaan lukuun ottamatta vesihallitukselle ja sen alaiselle piirihallinnolle.

## 11 §

Toimenpiteistä 4 ja 5 §:n säännösten tai niiden nojalla annettujen määräysten noudattamatta jättämisen johdosta on soveltuvin osin voimassa, mitä vesilain (264/61) 21 luvun 2 §:ssä, 3 §:n 1 ja 2 momentissa sekä 4 §:ssä on säädetty.

Jos pato tai sen käyttö, joka ilmeisesti tapahtuu tämän lain tai vesilain säännösten taikka niiden nojalla annettujen määräysten vastaisesti, vaarantaa välittömästi yleistä turvallisuutta, on noudatettava soveltuvin osin, mitä vesilain 21 luvun 3 §:n 3 momentissa on säädetty. Lääninhallituksen ja poliisiviranomaisen ohella voi kuitenkin myös vesihallitus tai sen alainen piirihallinto ryhtyä tarvittaviin toimenpiteisiin.

## 12 §

Joka rikkoo 4 §:ssä tarkoitetun velvollisuutensa, on tuomittava *patoturvallisuuden rikkomisesta* sakkoon tai vankeuteen enintään kahdeksi vuodeksi.

Joka laiminlyö 6 ja 7 §:ssä tarkoitetun velvollisuutensa taikka 16 §:n 1 momentissa tarkoitetun tarkkailuohjelman toimittamisen hyväksyttäväksi määrääjässä, on tuomittava *patoturvallisuuden tarkkailuohjelman laiminlyönnistä* sakkoon tai vankeuteen enintään kuudeksi kuukaudeksi.

Sovellettaessa tämän pykälän rangaistussäännöksiä on patoturvallisuuslain säännöksistä vastaavasti voimassa, mitä vesilain säännöksistä on säädetty.

## 13 §

Joka muutoin kuin 12 §:n 1 tai 2 momentissa tarkoitetussa tapauksessa rikkoo tätä lakia taikka sen nojalla annettuja säännöksiä tai määräyksiä, on tuomittava *patoturvallisuuslainsäännösten rikkomisesta* sakkoon tai vankeuteen enintään kuudeksi kuukaudeksi.

## 14 §

Tarkemmat säännökset tämän lain täytäntöönpanosta ja soveltamisesta annetaan asetuksella.

852

N:o 413

**15 §**

Tämä laki tulee voimaan 1 päivänä elokuuta 1984.

Ennen tämän lain voimaantuloa voidaan ryhtyä lain täytäntöönpanon edellyttämiin toimenpiteisiin.

**16 §**

Jos pato on otettu käyttöön ennen tämän lain voimaantuloa, on 6 ja 7 §:ssä tarkoitettu tarkkailuohjelma toimitettava hyväksyttäväksi kolmen vuoden kuluessa lain voimaantulosta. Edellä 9 §:ssä tarkoitettut padon omistajan tai haltijan selvitykset ja toimenpidesuunnitelmat on tällöin laadittava niin pian kuin se olosuhteisiin katsoen on mahdollista.

Vesihallituksen on 1 momentissa tarkoitetuissa tapauksissa kuitenkin jo etukäteen ennen tarvittavan vahingonvaaraselvityksen valmistumista toimitettava lääninhallitukselle saatavissa olevat asiaan liittyvät tiedot sellaisista kunkin läänin alueella valmiina tai rakenteilla olevista padoista, joiden osalta 9 §:n 2 momentissa tarkoitettu ilmeinen vaara on selvästi ilman vahingonvaaraselvityksen valmistumistakin todettavissa.

Muiden kuin 2 momentissa tarkoitettujen, ennen lain voimaantuloa käyttöön otettujen patojen osalta on 2 momentissa tarkoitettut tiedot toimitettava lääninhallitukselle tarvittavien vahingonvaaraselvitysten valmistuttua.

Helsingissä 1 päivänä kesäkuuta 1984

Tasavallan Presidentti

MAUNO KOIVISTO

1126

N:o 574

## Patoturvallisuusasetus

Annettu Naantalissa 27 päivänä heinäkuuta 1984

Maa- ja metsätalousministerin esittelystä säädetään 1 päivänä kesäkuuta 1984 annetun patoturvallisuuslain (413/84) 5, 7 ja 14 §:n nojalla:

### 1 §

Patoturvallisuuslain (413/84) 3 §:ssä tarkoitettu padon korkeus lasketaan patorakennelman ulkorajan alimman kohdan ja padotun aineen ylimmän tarkoitettun yläpinnan välisenä korkeuserona.

Milloin kysymys on vesistössä olevasta pohjapadosta, lasketaan korkeus 1 momentissa säädetystä poiketen patorakennelman ulkorajan alimman kohdan ja padon harjan välisenä korkeuserona.

### 2 §

Patoturvallisuuslain 5 §:ssä tarkoitettuun turvallisuuskansioon on olosuhteiden edellyttämässä laajuudessa koottava:

- 1) selostus, josta selviävät padon ja padotusalueen päämitat sekä hydrologiset suunnitteluarvot;
- 2) padon vaikutusalueen kartta ja padon sijointuspiirustus sekä padon rakennetta koskevat piirustukset ja selvitykset siltä osin kuin niitä tarvitaan padon turvallisuuden arvioinnissa;
- 3) patoturvallisuuslain 6 ja 7 §:ssä tarkoitettu turvallisuustarkkailuohjelma muutoksineen;
- 4) tarkkailusta ja tarkastuksista laaditut pöytäkirjat;
- 5) viranomaisten kirjeet, jotka on määrätty liitettäväksi kansioon; sekä
- 6) patoturvallisuuslain 9 §:ssä tarkoitettut selvitykset ja toimenpidesuunnitelmat siten kuin 4 §:ssä säädetään.

### 3 §

Patoturvallisuuslain 6 ja 7 §:ssä tarkoitettu turvallisuustarkkailuohjelma on laadittava hyvissä ajoin ennen padon valmistumista siten, että se voidaan hyväksyä noudatettavaksi ennen padon käyttöönottoa.

Patoturvallisuuslain 9 §:n 2 momentissa tarkoitettun padon turvallisuustarkkailuohjelman hyväksyy vesihallitus. Muun padon sekä työpadon turvallisuustarkkailuohjelman hyväksyy vesipiirin vesitoimisto.

Ehdotus padon turvallisuustarkkailuohjelmaksi tulee toimittaa vesipiirin vesitoimistoon.

### 4 §

Patoturvallisuuslain 9 §:n 2 momentissa tarkoitettujen selvitysten ja toimenpidesuunnitelmien tulee olosuhteiden edellyttämässä laajuudessa sisältää:

- 1) suunnitelma vahinkotapauksessa vesistöön tai vesirakenteisiin kohdistettavista toimenpiteistä;
- 2) selvitys onnettomuuden torjuntaan ennakolta varattavasta materiaalista;
- 3) selvitys hälyttämisestä ja viestiyhteydestä aluehälytyskeskukseen;
- 4) selvitys onnettomuuden torjuntaan käytettävissä olevasta padon omistajan tai haltijan henkilöstöstä;
- 5) selvitys muista padon omistajan tai haltijan toimenpiteistä, jotka ovat tarpeellisia ihmisten ja omaisuuden turvaamiseksi patoamisesta aiheutuvan onnettomuuden varalta; sekä
- 6) jätetalojen osalta selvitys padotun aineen laadusta ja määrästä.

Jäljennökset asiakirjoista, joihin 1 momentissa tarkoitettut toimenpidesuunnitelmat ja selvitykset sisältyvät, on säilytettävä asianomaista patoa koskevassa turvallisuuskansiossa.

### 5 §

Patoturvallisuuslain voimaantulon jälkeen käyttöön otettavia patoja koskevat patoturvallisuuslain 9 §:ssä tarkoitettut selvitykset ja toimenpidesuunnitelmat on laadittava siten, että ne voidaan sisällyttää palo- ja pelastustoimesta annetussa laissa tarkoitettuun yhteistoimintasuunnitelmaan ennen padon käyttöönottoa. Jos vesihallitus katsoo, että käyttöönotettavaa patoa on pidettävä patoturvallisuuslain 9 § 2 momentissa tarkoitettuna patona, sen on ilmoitettava tästä lääninhallitukselle.

Vesihallituksen on vastaavasti ilmoitettava lääninhallitukselle, jos pato, jota aiemmin ei ole

N:o 574

1127

pidetty patoturvallisuuslain 9 § 2 momentissa  
tarkoitettuna patona, havaitaan olosuhteiden  
muuttumisesta tai muusta syystä sellaiseksi.

6 §

Tämä asetus tulee voimaan 1 päivänä elokuuta  
1984.

Naantalissa 27 päivänä heinäkuuta 1984

Tasavallan Presidentti  
MAUNO KOIVISTO

Ministeri *Pekka Vennamo*



